

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. DR. ING. E. h. K. KORDINA · PROF. DR.-ING. F. S. ROSTASY

Schlußbericht zum Forschungsvorhaben

FA 15.121 R 82 F

Dauerhaftigkeit großflächiger Bauteil-  
ergänzungen bei praxisnahen Beanspruchungen

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing.E.h. K.Kordina

Dr.-Ing. F.Blume

Dipl.-Ing. J.Günther

August 1986

180

## Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung .....	1
2	Zielsetzung des Forschungsvorhabens .....	2
3	Versuchskörper .....	3
3.1	Abmessungen und Bewehrung .....	3
3.2	Herstellung von Kernbalken und -platten .....	6
3.3	Vorspannung der Kernbalken .....	8
3.4	Vorbereitung der Kernbalken und -platten für die Ergänzung .....	9
3.5	Ergänzungsverfahren .....	14
3.5.1	Allgemeines .....	14
3.5.2	Ergänzungs-Materialien .....	16
3.5.2.1	Allgemeines .....	16
3.5.2.2	Normalbeton (Portlandzementbeton) .....	16
3.5.2.3	Polymermodifizierter Portlandzementbeton .....	19
3.5.2.4	Trockenbeton .....	22
3.5.2.5	Spritzbeton (Portlandzementbeton) .....	25
3.5.3	Aufbringungsart .....	27
3.5.3.1	Haftbrücke .....	27
3.5.3.2	Betonieren in Schalung .....	27
3.5.3.3	Anspritzen des Betons .....	29
3.5.4	Sondermaßnahmen .....	32
3.5.4.1	Dübel .....	32
3.5.4.2	Bewehrung des Ergänzungsbetons .....	34
3.5.4.3	Nachbehandlung .....	34
3.6	Variation der Parameter .....	36
4	Festigkeit und der Elastizitätsmodul der Ergänzungsmaterialien .....	38
5	Belastung und Belastungsgeschichte .....	41
5.1	Allgemeines .....	41
5.2	Statisches System, Schnittgrößen und Beanspruchungen aus den äußeren Lasten .....	43
5.3	Belastungsgeschichte .....	45

6	Untersuchungsprogramm .....	48
6.1	Allgemeines .....	48
6.2	Anordnung der Meßstellen .....	49
6.3	Rißbild .....	49
6.4	Untersuchungszeitpunkte und Datenaufzeichnung .....	52
7	Ergebnisse der Balkenversuche .....	52
7.1	Bewertungsmaßstab .....	52
7.2	Rißentwicklung .....	55
7.2.1	Risse unter Gebrauchslast .....	55
7.2.2	Risse unter Bruchlast .....	68
7.2.2.1	Allgemeines .....	68
7.2.2.2	Vergleichsbalken .....	68
7.2.2.3	Ergänzung aus Spritzbeton .....	78
7.2.2.4	Ergänzung aus Normalbeton .....	78
7.2.2.5	Ergänzung aus Trockenbeton .....	79
7.2.2.6	Ergänzung aus polymermodifiziertem Beton PCC 1 (Materialbasis Styrol-Butadien) .....	80
7.2.2.7	Ergänzung aus polymermodifiziertem Beton PCC 2 (Materialbasis Acrylsäureester) .....	80
7.2.3	Zusammenfassung .....	81
7.3	Durchbiegungsentwicklung .....	82
7.3.1	Durchbiegung unter Gebrauchslast .....	82
7.3.2	Durchbiegung unter Dauerlast .....	86
7.3.3	Durchbiegung im Bruchversuch .....	89
7.3.4	Zusammenfassung .....	92
7.4	Dehnungsänderungen .....	93
7.4.1	Allgemeines .....	93
7.4.2	Dehnungen unter Gebrauchslast .....	94
7.4.3	Dehnungen im Bruchversuch .....	103
7.4.4	Zusammenfassung .....	111
8	Haftzugfestigkeit .....	112
8.1	Prüfungsverfahren .....	112
8.2	Ergebnisse .....	112



8.2.1 Allgemeines .....	112
8.2.2 Ergänzung aus Spritzbeton .....	130
8.2.3 Ergänzung aus Normalbeton .....	131
8.2.4 Ergänzung aus Trockenbeton .....	132
8.2.5 Ergänzung aus Beton PCC 1 .....	132
8.2.6 Ergänzung aus Beton PCC 2 .....	133
8.3 Zusammenfassung .....	133
9 Zusammenfassung .....	134
9.1 Versuchsprogramm .....	134
9.2 Wesentliche Ergebnisse .....	135
10 Literaturverzeichnis .....	140

## 1 Einleitung

In der Bundesrepublik werden derzeit mit erheblichem Kostenaufwand Schäden an Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton beseitigt. Die betreffenden Bauwerke sind überwiegend mehr als 20 Jahre alt, d.h. sie wurden bis Mitte der 60er Jahre erstellt.

Bei den zu behebenden Schäden handelt es sich in den meisten Fällen um Abplatzungen der Betondeckung nach Korrosion der Bewehrung. Als Hauptursache ist eine bauseitig unzureichend dicke und dichte Betondeckung zu nennen, die im Laufe der Jahre infolge  $\text{CO}_2$ -Einwirkung karbonatisierte und dadurch ihre für den Korrosionsschutz der Bewehrung im Beton ausschlaggebende Alkalität verlor. Daneben ist das Vordringen in Wasser gelöster Chloridionen bis zur Bewehrung - als Folge der Salzstreuung im Winter - bei unterläufigen Fahrbahnabdichtungen und -übergängen eine wesentliche Ursache örtlicher Zerstörung der Bewehrung und begleitender Betonabplatzungen.

Wegen der gravierenden Auswirkungen solcher Schäden auf die Dauerhaftigkeit betroffener Bauten, in einigen Fällen sogar auf deren aktuelle Standsicherheit, sind die mit Bauwerkserhaltung befaßten Stellen bestrebt, möglichst rasch Instandsetzungsmaßnahmen durchzuführen zu lassen. Dabei werden sehr unterschiedliche Verfahren und Materialien eingesetzt. Eine Durchsicht des Fachschrifttums sowie Rücksprachen mit den solche Arbeiten beauftragenden und ausführenden Stellen lassen erkennen, daß offenbar bisher vergleichende Studien zur Ergründung optimaler Methoden von Instandsetzungen und deren Dauerhaftigkeit insbesondere bei großflächigem Auftrag und praxisnahen Beanspruchungen fehlen.

Da kaum davon ausgegangen werden kann, daß sich die Ausführungsqualität der Brückenkonstruktionen Mitte der 60er Jahre sprunghaft verbessert hat, ist abzusehen, daß auch in den nächsten Jahren ähnliche Schäden an neueren Bauwerken auftreten und behoben werden müssen. Vergleichende Studien zur Optimierung von Instandsetzungsmethoden kommen somit nicht zu spät.

## 2 Zielsetzung des Forschungsvorhabens

Um zu vermeiden, daß kostenintensive Instandsetzungen vorgenommen werden, die nicht dauerhaft sind, oder daß mangels genauerer Kenntnisse umständlichen und teuren Sanierungskonzepten gegenüber gleichwertigen und preiswerteren Verfahren der Vorrang eingeräumt wird, schien es u. a. geboten, der Frage nach der Dauerhaftigkeit verschieden konzipierter großflächiger Bauteilergänzungen zur Erhöhung oder Wiederherstellung der Betonüberdeckung bei praxisnahen Beanspruchungen im Rahmen eines Forschungsvorhabens nachzugehen.

Dem Bundesminister für Verkehr wurde ein Forschungsprogramm vorgeschlagen, dem im Grundsatz zugestimmt wurde. Es erfolgte die Einsetzung einer Beratergruppe, bestehend aus den Herren

Dörries	BMV
Fehse	Bundesanstalt für Straßenwesen
Hansen	Senator f. Bau- und Wohnungswesen in Berlin
Dr. Kern	Philipp Holzmann AG,

die gemeinsam mit der antragstellenden Prüfanstalt die endgültige Form des Forschungs- und Arbeitsprogramms festlegte.

Folgende Instandsetzungsarten sollten vergleichend untersucht werden:

1. Anbetonieren von Portlandzementbeton mit und ohne Haftbrücke
2. Anbetonieren von polymermodifiziertem Portlandzementbeton mit und ohne Haftbrücke
3. Anbetonieren eines trocken vorgemischt angelieferten Betons (Trockenbeton) mit Haftbrücke sowie
4. Ergänzung mit Portlandzement-Spritzbeton.

Zur Klärung der Dauerhaftigkeit der Querschnittsergänzung unter praxisnaher Beanspruchung sollten Spannbetonbalken nach den vier geschilderten Methoden seitlich ergänzt und gemeinsam mit einem monolithisch hergestellten Balken gleicher Abmessungen einer praxisnahen Belastungsgeschichte mit Schwellbeanspruchung und Dauerbeanspruchung im Freien ausgesetzt werden.

Als praxisnahe Beanspruchung wurde die gleichzeitige Wirkung von Zwangbeanspruchungen aus behindertem Schwinden und planmäßigen Biegezugspannungen von  $\leq 3 \text{ N/mm}^2$  verstanden.

Neben dem Studium der Rißentwicklung sollten die Randfaserdehnungen von Kernbeton und Ergänzungsbeton sowie die Verformungen der Balken gemessen werden. Dabei waren auch die Auswirkungen von fugenübergreifenden Dübeln, von Netzbewehrung im Ergänzungsbeton und Nachbehandlung zu studieren.

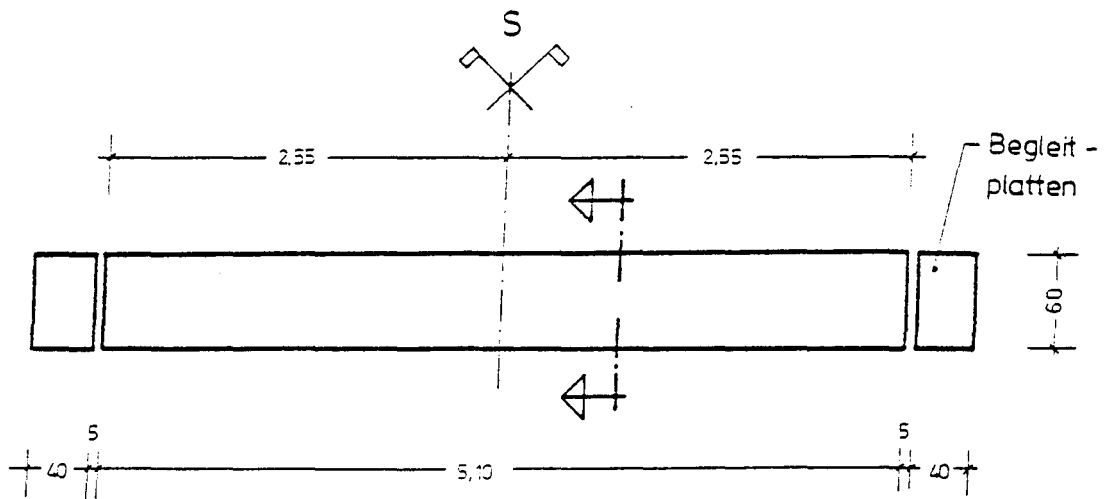
Parallel zur Untersuchung ergänzter Balken sollte an kleinen Vergleichskörpern die von äußeren Lasten unbeeinflusste Änderung der Haftzugfestigkeit zwischen Ergänzungs- und Kernbeton im Versuchszeitraum bestimmt werden.

Das ursprünglich vorgeschlagene Versuchsprogramm mußte aus Einsparungsgründen erheblich gekürzt werden.

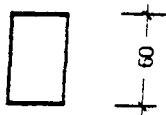
### 3 Versuchskörper

#### 3.1 Abmessungen und Bewehrung

Als Versuchskörper dienten insgesamt acht zentrisch vorgespannte Rechteckbalken mit Querschnittsabmessungen  $b/d = 35/60 \text{ cm}$  und einer Länge von 5,10 m. Die sieben zu ergänzenden Balken (Kernbalken) wurden zunächst mit einem Querschnitt  $b/d = 25/60 \text{ cm}$  hergestellt und später durch beidseitiges Aufbringen von je 5 cm dicken Schichten zu den o.g. Gesamtabmessungen ergänzt; der Vergleichsbalken wurde in einem Betoniervorgang mit  $b = 35 \text{ cm}$  hergestellt. Die Bilder 1 und 2 zeigen Abmessungen und Bewehrung der Kernbalken.



### Seitenansicht



Vergleichsbalken



Ergänzte Balken



Ergänzte Begleitplatten

### Schnitte

Bild 1: Schalplan der Versuchskörper

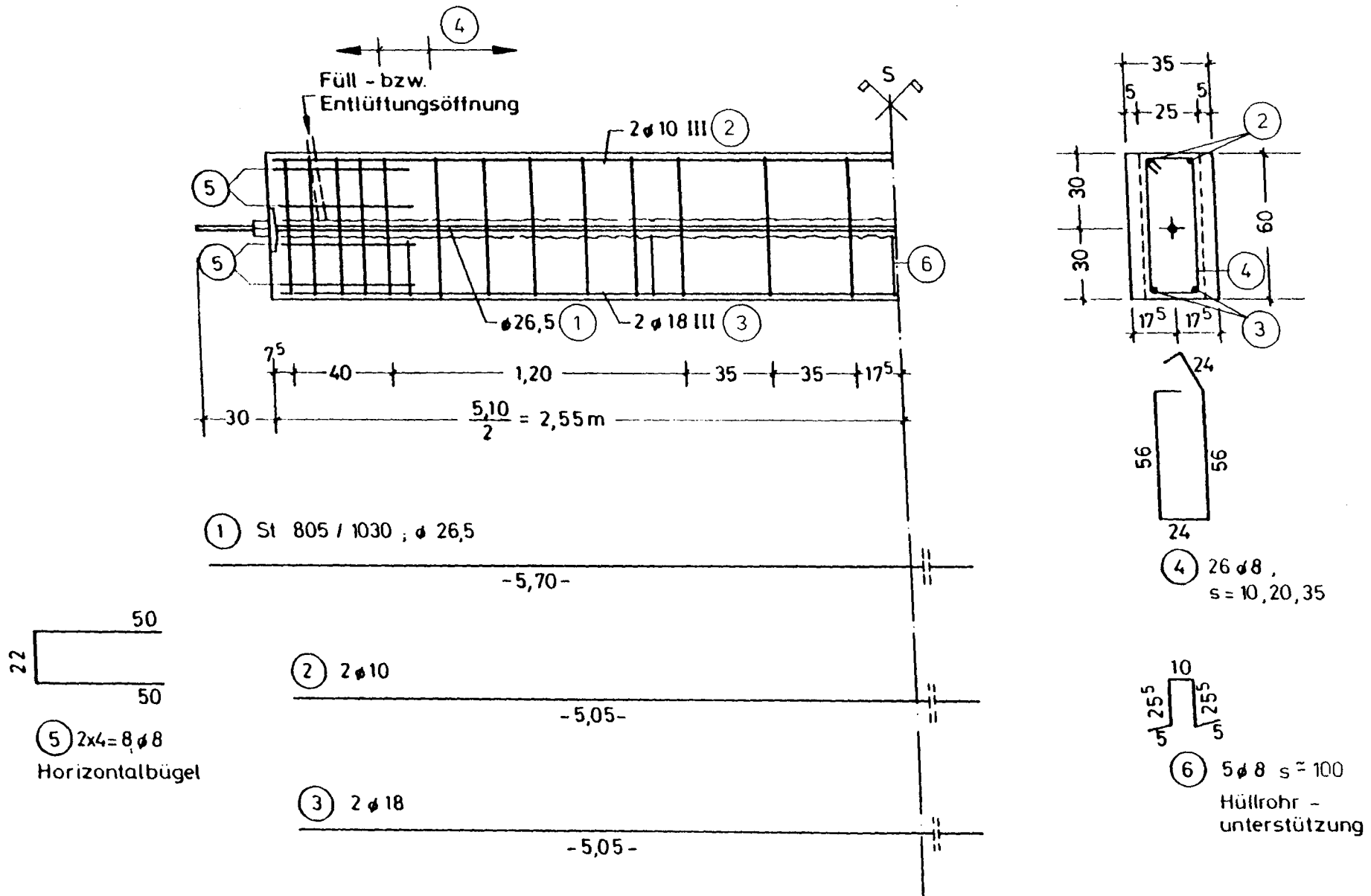


Bild 2: Bewehrungsplan der Versuchskörper

Während bei wirklichen Schadensfällen die Bügelbewehrung nach Abplatzen der Betondeckung naturgemäß freiliegt, wurde für die Versuchsbalken die Betondeckung der Bügelbewehrung an den Seitenflächen der Kernbalken zu 5 mm gewählt. Hierdurch sollte sichergestellt werden, daß auch nach dem späteren Sandstrahlen der Haftflächen (vgl. Abschn. 3.4) noch eine hinreichende Betondeckung der Bügel vorhanden ist und ein wesentlicher Einfluß der Bügel auf die Größe der Haftung zwischen Ergänzungs- und Kernbeton ausgeschlossen wird.

Zur Ergründung der von äußeren Lasten unabhängigen Haftzugfestigkeit jeder Ergänzungsart dienten jeweils zwei unbewehrte, 5 cm dicke Betonplatten (Kernplatten), die zusammen mit dem Kernbalken hergestellt und ebenfalls mit einer 5 cm dicken Schicht zu 10 cm dicken Platten ergänzt wurden. Die "Kernplatten" des Vergleichsbalkens wurden unmittelbar mit einer Dicke von 10 cm hergestellt; sie dienten der Bestimmung der Abreiß-Zugfestigkeit des Kernbetons.

Die Größe der Platten und ihre Anordnung bei der Herstellung sind Bild 1 zu entnehmen.

### 3.2 Herstellung von Kernbalken und -platten

Es wurde eine möglichst gleichmäßige Qualität des Kernbetons aller Versuchskörper angestrebt; die Betongüte sollte planmäßig B 45 betragen.

Von der Herstellung der Balken und Platten in einem Fertigteilwerk unter eingehender Überwachung durch die Forschungsstelle wurde eine optimal geringe Streuung erwartet. Aus arbeitstechnischen Gründen mußte die Herstellung in zwei Gruppen zu je vier Balken nebst Platten im Abstand von 10 Tagen erfolgen. Nach dem Betonieren wurden die Versuchskörper für die Dauer von vier Tagen mit feuchten Jute-Matten und Folie abgedeckt.

Die Bestandteile und Zusammensetzung des Kernbetons sowie seine an Probekörpern ermittelten Festigkeiten und Elastizitätsmoduli zeigen die Tabellen 1 und 2. Obwohl die Mischung jeweils durch elektro-

Zement	PZ 45 F - DIN 1164 ALLEMANIA		
Zuschlag	0/2a - DIN 4226	Grube Sonnenberg	
	2/8 - DIN 4226	Grube Isingerode	
	8/16 - DIN 4226	Grube Isingerode	
Zusammen- setzung	0/2a	747 kg	w/z = 0,54
	2/8	369 kg	
	8/16	726 kg	
	PZ	360 kg	
	Ges.-Wasser	194 kg	
	Rohdichte: 2396 kg/m³		
Ausbreitmaß	a = 39 cm		Konsistenz K2

Tabelle 1: Bestandteile und Zusammensetzung des Kernbetons

Prüfung	Druckfestig- keit in N/mm²	Zugfestig- keit in N/mm²	Biegezug- festigkeit in N/mm²	Elastizitäts- modul in N/mm²
Prüfkörper- abmessungen in cm	20/20/20	10(15)/15/70	15/15/70	15/15/70
Balken für Ergänzung (E0), EA, EF, EC	57	2,10	3,56	28400
ED, EE, EB, EG	48	1,88	3,49	27700

Tabelle 2: Mittlere Festigkeit und Elastizitätsmodul des Kernbetons  
nach 28 Tagen Normlagerung /1/



nisch geregelte Zugabe von Zement, Zuschlag und Wasser erfolgte, wurden nach 28 Tagen für die beiden nach DIN 1048 /1/ gelagerten Prüfkörperserien deutliche Unterschiede in der Druckfestigkeit festgestellt. Danach wäre der Kernbeton der ersten Balkenserie nach DIN 1045 /2/ etwa als ein B 50 und der der zweiten Serie etwa als ein B 40 einzustufen. Der Umstand, daß Zug- und Biegezugfestigkeit sowie der Elastizitätsmodul nach 28 Tagen Lagerung entsprechend DIN 1048 vergleichsweise wesentlich geringer voneinander abweichen, erlaubt die Annahme, daß die Betongüte die beiden Balkenserien nur wenig voneinander abweicht. Da bei der vorliegenden Studie ohnehin keine Untersuchungen des Bauteilverhaltens im Bereich der Grenzdrucktragfähigkeit durchzuführen waren, wurde die unterschiedliche Druckfestigkeit der Prüfwürfelserien im Hinblick auf die Vergleichbarkeit der Balkenergebnisse als nicht relevant eingestuft.

### 3.3 Vorspannung der Kernbalken

Die Balken wurden vier Tage nach dem Betonieren im Fertigteilwerk mittig vorgespannt, nachdem sie unmittelbar zuvor ausgeschalt worden waren. Die Vorspannung erfolgte im wesentlichen deswegen, um bei den geplanten Belastungsversuchen die Biegezugbeanspruchung des Kernbetons gegenüber derjenigen der nachträglich aufgetragenen Ergänzungsmaterialien abzumindern (vergl. Abschnitt 5.1). Außerdem diente sie zur Vermeidung von Temperaturrissen /3/ sowie von Rissen infolge Transportbeanspruchung. Es wurde eine Vorspannkraft von 235 kN gewählt, die eine konstante Druckspannung im Vergleichsbalken von  $1,1 \text{ N/mm}^2$  und eine konstante Druckspannung der Kernbalken von  $1,57 \text{ N/mm}^2$  bewirkte.

Zur Kontrolle der Spannkraftänderung über die Versuchsdauer waren am Spannstahl jeweils 6 Dehnmeßstreifen aufgeklebt, die auch beim Vorspannen eine Kontrolle der Spannkraft erlaubten. Leider fielen sie im Rahmen einer Wärmebehandlung (vgl. Abschnitt 3.4) aus.

Die Hüllrohre wurden nicht verpreßt, um spätere Veränderungen der Vorspannkraft nicht zu verhindern.

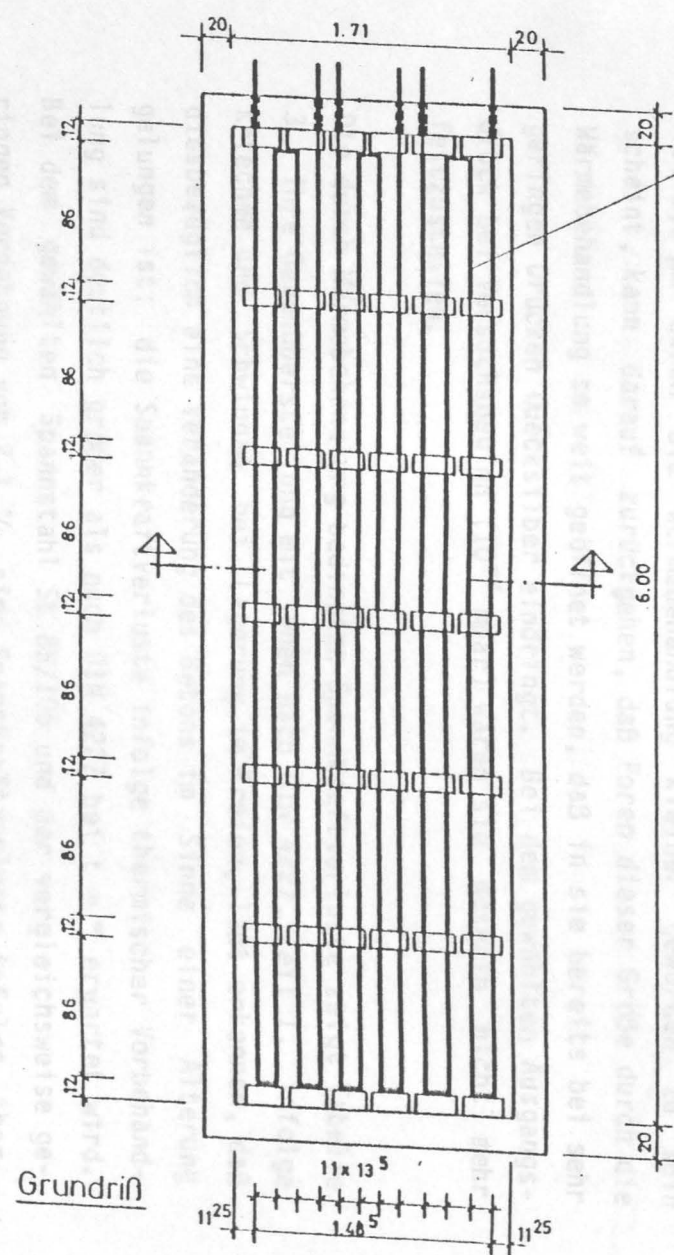
### 3.4 Vorbereitung der Kernbalken und -platten für die Ergänzung

Die in der Praxis zu ergänzenden Bauteile sind meist viele Jahre alt. Das Schwinden der auf solche Bauteile aufgetragenen Ergänzungsschichten wird somit wesentlich stärker behindert als dies bei jungem ebenfalls noch schwindendem Untergrund der Fall ist. Um die Versuchskörper nicht zunächst längere Zeit lagern zu müssen, wurde beschlossen, sie zwecks Schaffung möglichst ungünstiger Voraussetzungen hinsichtlich der Schwindbehinderung künstlich zu altern. Die Alterung sollte im übrigen auch der Vergleichmäßigung aller Balken dienen. Aus naheliegenden Gründen war es unmöglich, alle Balken auch nur annähernd gleichzeitig zu ergänzen. Zwischen dem ersten und dem letzten Balken ergab sich ein Zeitabstand von 14 Wochen. Die künstliche Alterung sollte also auch ein altersbedingt unterschiedliches Verhalten des Kernbetons der Balken weitgehend ausschließen.

Da kein normenmäßig vorgegebenes Verfahren zur Alterung großer Betonbauteile bekannt war, wurde nach einer Behandlung der Balken gesucht, bei der einerseits in kurzer Zeit das freie Porenwasser ausgetrieben wird, was einem Schnellschwindvorgang entspricht. Andererseits sollten auch alterungsähnliche Mikrozerstörungen geringen Ausmaßes bewirkt werden. Angesichts dieser Vorgaben schien eine Dauerwärmebehandlung geeignet zu sein. Dem Schrifttum /5/ ist zu entnehmen, daß bei 70°C bereits mit ersten Veränderungen des Betons in der Mikrostruktur zu rechnen ist:

Vergleichsbalken, Kernbalken und Platten ebenso wie die Begleittkörper zur Bestimmung von Druck- und Biegezugfestigkeiten in wesentlichen Versuchsphasen wurden daraufhin für die Dauer von drei Wochen in einer speziell hierfür gebauten Wärmekammer bei einer Lufttemperatur  $T \cong 70^{\circ}\text{C}$  und einer rel. Feuchte von etwa 20 % gelagert. Die Dauer der Aufheizphase betrug  $\sim 10$  h. Bild 3 zeigt die Wärmekammer in Grundriß und Schnitten.

Zur quantitativen Dokumentierung der durch die Wärmebehandlung erreichten Veränderungen können die Verluste an Spannkraft durch Kriechen und Schwinden herangezogen werden. Daneben verdeutlichen der Gewichtsverlust sowie die Änderung des Porenvolumens und der Porengröße bzw. -verteilung die erreichten Veränderungen der Betonstruk-



Heizwendel auf  
Keramik - Tragrohr

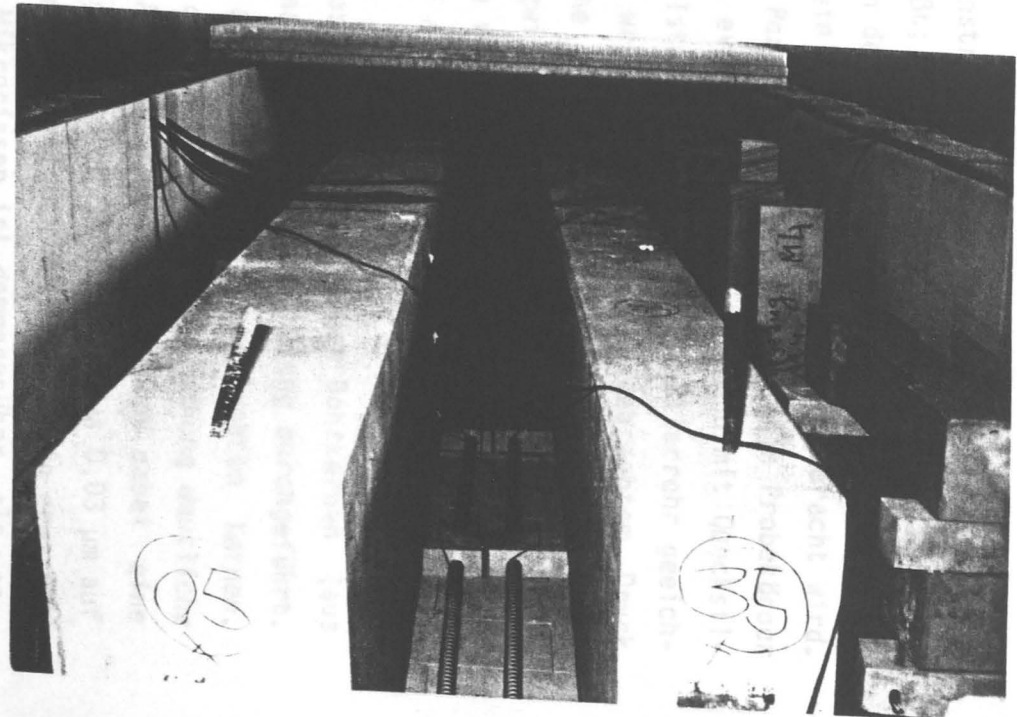
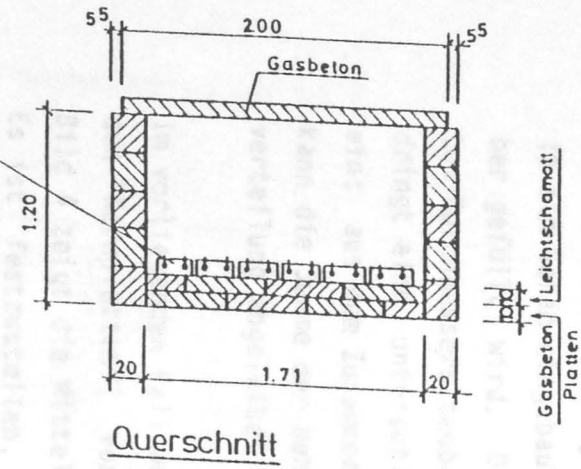


Bild 3: Ausbildung der Wärmekammer

Die Veränderungen der Betonstruktur wurden mit Hilfe der Quecksilber-Druckporosimetrie erfaßt; sie basiert auf der Tatsache, daß Quecksilber die Oberflächen des Betons nicht benetzt: Es dringt in Poren und Risse ein, wenn ein entsprechender Druck aufgebracht wird. Bei der Durchführung eines Porosimetrieversuchs wird ein Probekörper in ein Gefäß eingebaut, das evakuiert und anschließend mit Quecksilber gefüllt wird. Der Füllstand kann in einem Kapillarrohr geeichten Durchmessers beobachtet werden. Je nach aufgebrachtem Druck dringt eine unterschiedliche Menge Quecksilber in Poren und Risse ein; aus dem Zusammenhang zwischen Druck und eingedrungener Menge kann die Summe der Hohlräume verschiedener Größe, d.h. die Hohlraumverteilung abgeleitet werden /6/.

Im vorliegenden Fall wurde das Verfahren an kleinen Bohrkernen (aus den "Kernplatten") vor und nach ihrer Wärmebehandlung durchgeführt. Bild 4 zeigt die Mittelwerte aus jeweils vier untersuchten Kernen. Es ist festzustellen, daß die thermische Beanspruchung deutliche Strukturauflockerungen durch Aufweitung feiner Poren und dabei eine Verschiebung des Porenradius größter Häufigkeit von etwa 0,03 µm auf 0,1 µm bewirkt hat, wie sie qualitativ auch durch Alterung erwartet werden kann. Die Bildung von Mikrorissen ist demgegenüber als sekundär zu betrachten. Der Umstand, daß das Porenvolumen oberhalb von 0,2 µm durch die Wärmebehandlung kleiner geworden zu sein scheint, kann darauf zurückgehen, daß Poren dieser Größe durch die Wärmebehandlung so weit geöffnet werden, daß in sie bereits bei sehr geringen Drücken Quecksilber eindringt. Bei dem gewählten Ausgangsdruck bei Versuchsbeginn ( $10^{-2}$  mbar) waren sie deshalb nicht mehr festzustellen.

Die durch Wärmebehandlung bedingten Spannkraftverluste zeigt Tabelle 3. Ihre Gegenüberstellung mit jenen nach DIN 4227, Teil 1, infolge Kriechen und Schwinden bei Lagerung im Freien, läßt erkennen, daß diesbezüglich eine Veränderung des Betons im Sinne einer Alterung gelungen ist; die Spannkraftverluste infolge thermischer Vorbehandlung sind deutlich größer als nach DIN 4227 bei  $t = \infty$  erwartet wird. Bei dem gewählten Spannstahl St 85/105 und der vergleichsweise geringen Vordehnung von 2,1 ‰ sind Spannkraftverluste infolge thermisch bedingter Relaxation nach /7/ kleiner als die festzustellende

Differenz

$$\Delta \epsilon_{v,k+s} = \Delta \epsilon_{v,m} \quad T=70^{\circ}\text{C} - \Delta \epsilon_{v,k+s}^{\infty} = (0,45 - 0,38) \cdot 10^{-3} = 0,07 \text{ ‰}.$$

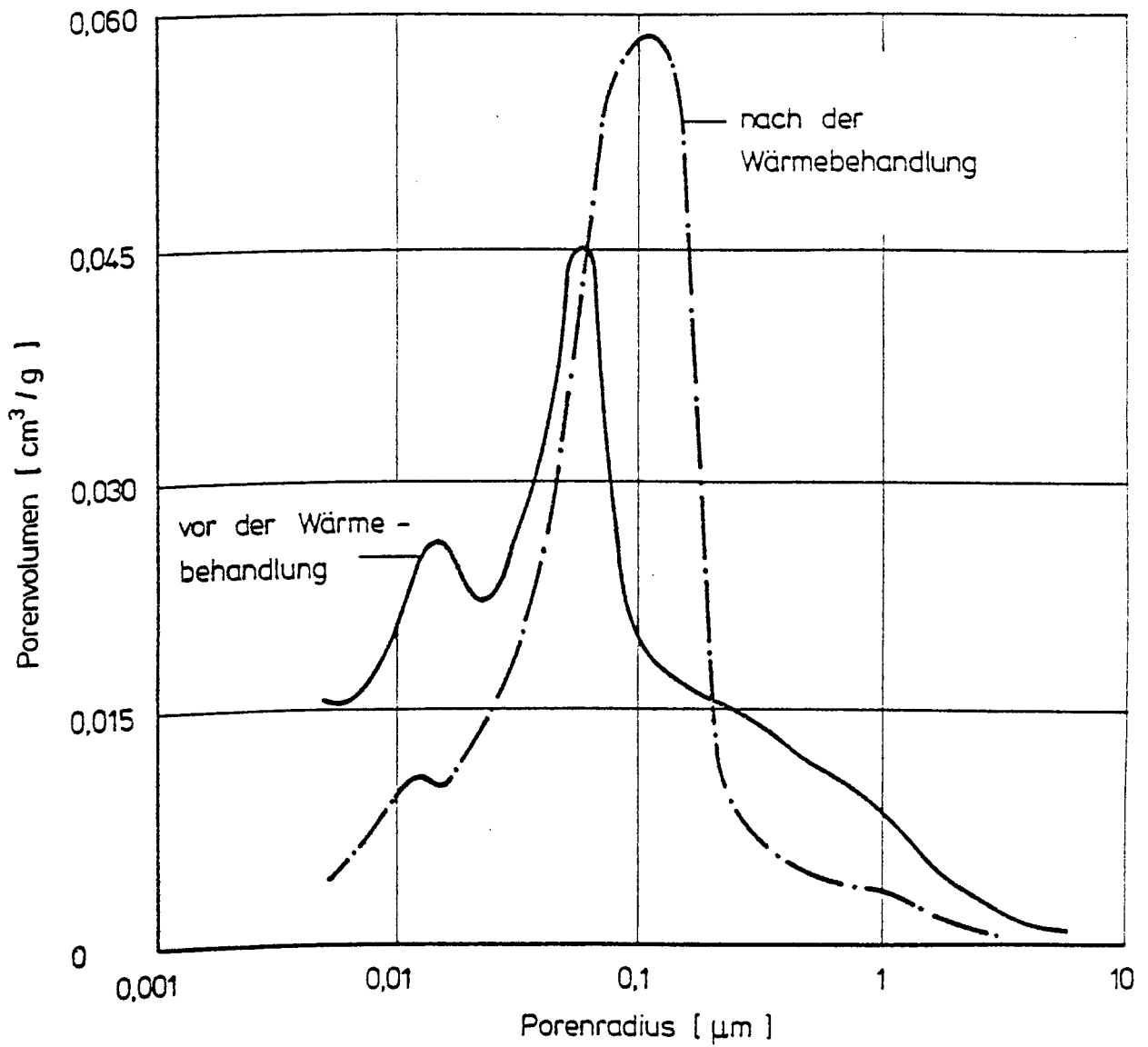


Bild 4: Veränderung der Betonstruktur des Kernbetons infolge thermischer Beanspruchung

# Einfluß der Wärmebehandlung

	E0	EA	EB	EC	ED	EE	EF	EG	MW EA-G
$Z_{v0}$ in kN	233	237	235	236	235	238	237	241	237
$\sigma_{z,v0}$ in $\frac{N}{mm^2}$	422	430	426	428	426	432	430	437	430
$\epsilon_{v0}$ in ‰	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
$Z_V^{T=70}$ in kN	185	188	182	187	184	185	187	188	186

Mittlere Änderungen

$$\Delta Z_{v,m}^{T=70} = 237 - 186 / 237 \approx 0,22 \cdot Z_{v0}$$

$$\Delta \epsilon_{v,m}^{T=70} = \frac{Z_{v,m}^{T=70}}{Z_{v0}} \cdot 2,1 \text{ ‰} = 0,45 \text{ ‰}$$

## Einfluß von Kriechen und Schwinden nach DIN 4227

$$Z_{ks} \approx \frac{\epsilon_{s,t} \cdot E_z + n \cdot \rho_t \cdot \sigma_{bz,vd}}{n \cdot \sigma_{bz,v} (1 + \rho_t) - \sigma_{zu}} \cdot Z_{v0}$$

Mit  $\epsilon_{s,t} \approx 27 \cdot 10^{-5}$ ,  $\rho_t \approx 2,8$

$n = 5,54$ ,  $\rho = 0,63$

$E_z = 2,05 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$ ,  $A_z = 5,515 \text{ cm}^2$

$\sigma_{bz,v} = \sigma_{bz,vd} \leq -235 \cdot 10^3 / (6 \cdot 2,5 \cdot 10^4) = -1,57 \text{ MN/m}^2$

ist  $\Delta Z_{ks}^\infty \approx 0,18 \cdot Z_{v0}$  und  $\Delta \epsilon_{ks}^\infty \approx 0,38 \text{ ‰}$

Tabelle 3: Spannstahldehnungsverlust durch 3wöchige Wärmebehandlung ( $T = 70 \text{ °C}$ ) sowie infolge Kriechen und Schwinden nach DIN 4227

Der Gewichtsverlust der Bauteile durch die Wärmebehandlung betrug i.M. etwa 35 kg/m<sup>3</sup> bzw. 1,5 %.

Im Anschluß an die Wärmebehandlung wurden die 60 cm hohen Seitenflächen der Kernbalken maschinell mit Granulat gestrahlt bis die Zuschlagkörnung an der Oberfläche frei lag; Bild 5 zeigt die erreichte Oberflächenrauigkeit.

Vor Inangriffnahme der Ergänzungsarbeiten bzw. (beim Vergleichsbalken) vor Aufbringen äußerer Lasten wurde die Vorspannkraft aller Balken auf gleichmäßig 210 kN festgelegt. Damit betrug die Druckvorspannung des Vergleichsbalkens 1 N/mm<sup>2</sup> und die der zu ergänzenden Kernbalken 1,4 N/mm<sup>2</sup>. Die Balken wurden im übrigen so um ihre Achse gedreht, daß die geschalte planmäßige Biegezugseite zur Oberseite und die "abgezogene" Seite zur Unterseite wurde, weil dies die Möglichkeiten der Rißbeobachtung im Versuch verbesserte.

Kernbalken und -platten wurden etwa 2 Stunden vor dem Aufbringen der Ergänzung mit einem Wasserschlauch vorgeätzt. Beim Aufbringen der Ergänzung waren die Haftflächen entsprechend den im Schrifttum, z.B. /8/, zu findenden Empfehlungen matt feucht glänzend.

### 3.5 Ergänzungsverfahren

#### 3.5.1 Allgemeines

Die ausgewählten Ergänzungsmaterialien und -verfahren wurden im einzelnen mit der Betreuergruppe abgestimmt. Es wurde übereinstimmend die Auffassung vertreten, daß eine etwaige Haftbrücke von gleicher Materialbasis sein sollte wie das Ergänzungsmaterial. Die in der Praxis oftmals bevorzugte Wahl einer Haftbrücke aus Epoxidharz auch bei mineralisch bindendem Ergänzungsmaterial wurde damit von vornherein ausgeklammert.

### 3.5.2 Ergänzungs-Materialien

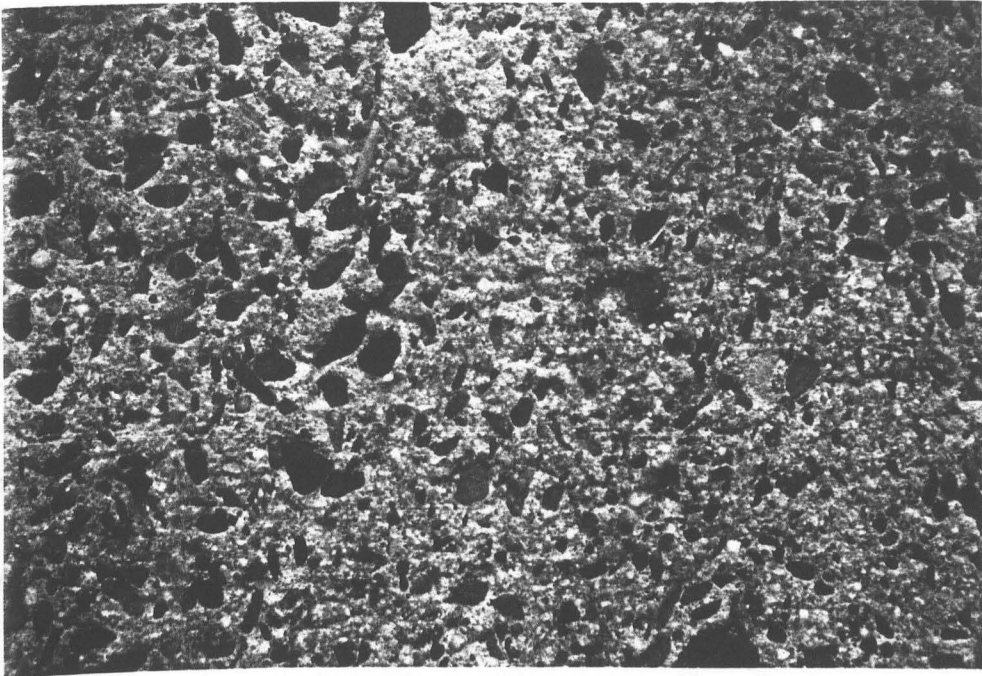
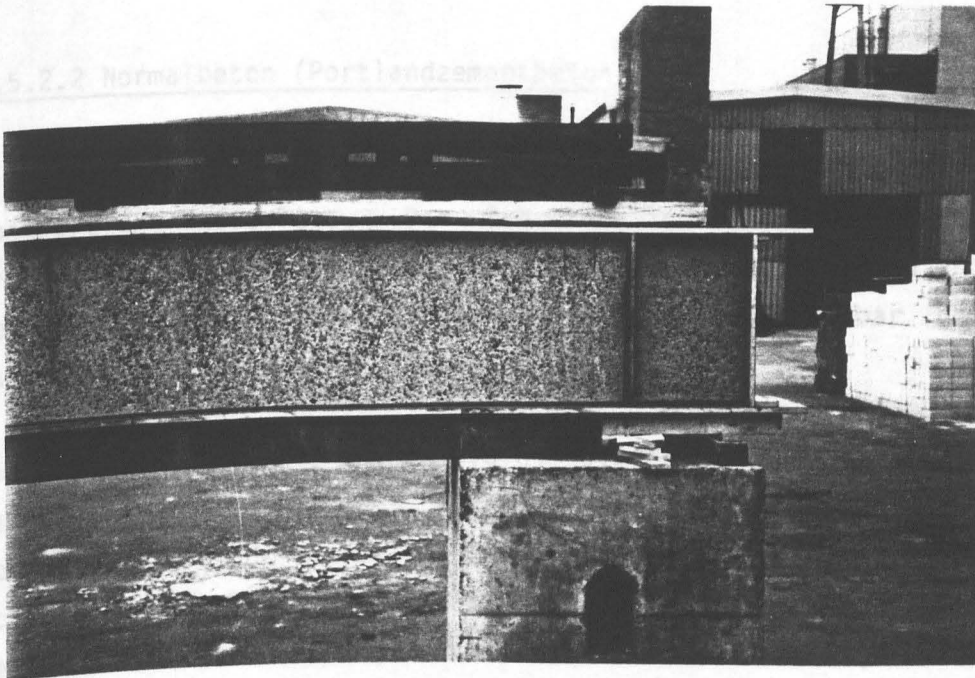


Tabella 4 enthält wesentliche Angaben zu allen untersuchten Ergänzungsmaterialien, auf die in den folgenden Abschnitten näher eingegangen wird.

#### 3.5.2.2 Normalbeton (Portlandzementbeton)



Verbesserung der Verarbeitbarkeit wurde ein Retomverflüssiger (z.B. 1) zugesetzt. Die Verflüssigung erfolgte in einem Zwangsmischer.

Bild 5: Oberflächenrauigkeit nach dem Sandstrahlen



### 3.5.2 Ergänzungs-Materialien

#### 3.5.2.1 Allgemeines

Es wurde angestrebt, nur Ergänzungsmaterialien mit möglichst beton-ähnlichen Festigkeits- und Verformungskennwerten zu verwenden. Reine Polymerbetone sollten nicht untersucht werden, weil deren Dauerhaftigkeit insbesondere bei dickschichtigem Auftrag und Anwendung im Freien wegen des abweichenden Temperaturverhaltens gering eingeschätzt wurde; Temperaturspannungen können zu hohen Beanspruchungen in der Haftpuge und schließlich zu Abplatzungen führen.

Der Korndurchmesser des Zuschlags wurde wegen der geringen Schichtdicke der Ergänzung auf maximal 8 mm begrenzt.

Tabelle 4 enthält wesentliche Angaben zu allen untersuchten Ergänzungsmaterialien, auf die in den folgenden Abschnitten näher eingegangen wird.

#### 3.5.2.2 Normalbeton (Portlandzementbeton)

Die Zusammensetzung des Normalbetons wurde nach vorhergehender Eignungsprüfung festgelegt. Der Beton sollte einerseits eine hohe Druckfestigkeit wie der Kernbeton, d.h. B 45, erreichen und andererseits in die 5 cm breiten Schalungsöffnungen gut einbaubar bzw. mit Außenrüttlern verdichtbar sein.

Die gewählte Sieblinie zeigt Bild 6; sie entspricht näherungsweise der Linie A 8 in DIN 1045, Bild 1. Zum Vergleich ist außerdem die vom Betonverein /8/ empfohlene Kornzusammensetzung bei 40 mm dicken Schichten angegeben, die vergleichsweise feinkörniger ist. Der Zementgehalt wurde zu 385 kg/m<sup>3</sup> und der w/z-Wert zu 0,54 gewählt. Zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit wurde ein Betonverflüssiger (0,4 %) zugegeben. Die Vermischung erfolgte in einem Zwangsmischer.

	Normalbeton	PCC 1	PCC 2	Trockenbeton	Spritzbeton
Zementgehalt in kg/m <sup>3</sup>	385,0	385,0	385,0	nicht näher bekannt	460 : 535
Wassergehalt in kg/m <sup>3</sup>	208,0	174,7	194,0		223
Zuschlag in kg/m <sup>3</sup>	1755,5	1732,0	1732,0		1617 : 1542
Disp. oder BV in kg/m <sup>3</sup>	1,5 BV	58,3	39,0		-
w/z-Wert	0,54	0,45	0,50		0,48 : 0,41
a/b-Wert	0,54	0,54	0,54		-
Kornverteilung des Zuschlages	Bild 6	Bild 6	Bild 6	Bild 7	Bild 8
Ausbreitmaß in cm	38	36	38	nicht bestimmt	-
Verdichtungsmaß	1,09	1,10	1,06	1,0	-

Tabelle 4: Zusammensetzung und Konsistenz der Ergänzungsmaterialien

a: Anmachflüssigkeit

b: Bindemittel

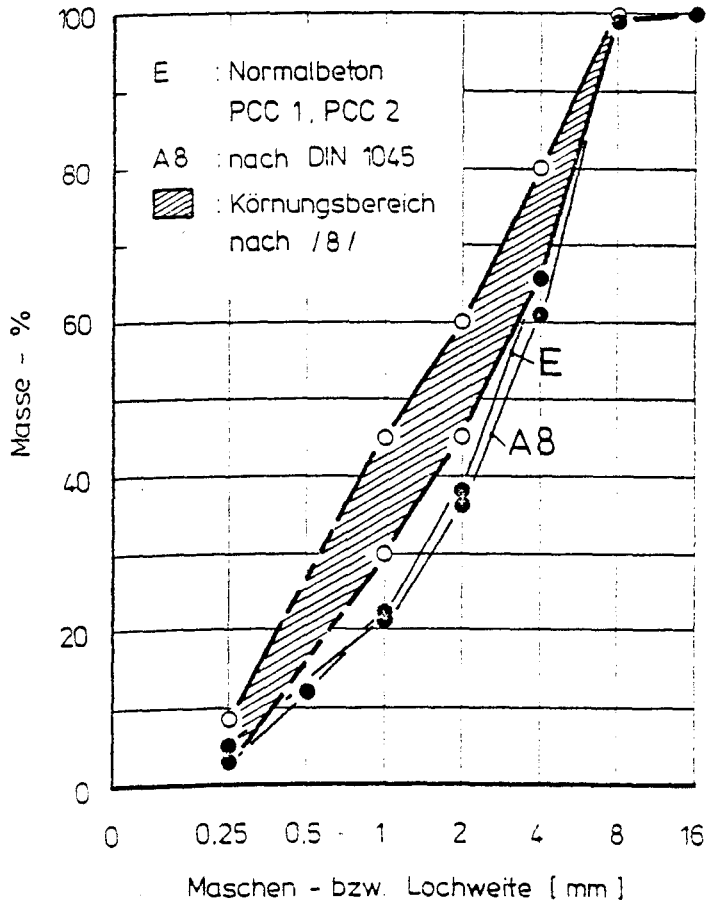


Bild 6: Kornzusammensetzung des  
Ergänzungsbetons der Versuchsbalken  
und Vergleichswerte

Das Ausbreitmaß betrug nach BV-Zugabe 38 cm und das Verdichtungsmaß  $v = 1,09$ . Die Rohdichte des Frischbetons lag bei  $\rho_R = 2,35 \text{ kg/dm}^3$ .

Sofern vor dem Aufbringen des Ergänzungsbetons eine Haftbrücke aufzutragen war, setzte sich diese aus Zement, getrocknetem Quarzsand (0-2 mm) und Wasser mit einem Gewichtsverhältnis 1:1:0,44 zusammen. Es ergibt sich dabei ein dickflüssiger Zementmörtel mit guter Eignung für Spritzbewurf (vgl. Abschnitt 3.5.3.1).

Die in der Literatur /17/ zur Erzielung hoher Haftfestigkeiten zwischen Alt- und Neubeton empfohlene Methode des Einbürstens eines dickflüssigen Zementmörtels in den vorgehäbten Altbeton wurde nicht in Betracht gezogen, da sie für große Flächen zu arbeitsaufwendig ist.

#### 3.5.2.3 Polymermodifizierter Portlandzementbeton

##### Allgemeines

Nach Umfrage bei Kunststoffherstellern und Hinweisen im Schrifttum /9/ sind Polymerdispersionen auf Materialbasis Styrol-Butadien, Acrylsäureester und Vinylpropionat als Zugabe zum Beton besonders geeignet, weil sie entweder in der alkalischen Umgebung des Zementsteins nicht verseifen oder weil ihre Verseifungsprodukte schwer löslich und festigkeitssteigend sind. Aus Kostengründen mußte in der vorliegenden Studie die Anzahl der untersuchten Produkte auf insgesamt zwei begrenzt werden, wobei eines auf Basis Styrol-Butadien (D 1) und eines auf Basis Acrylsäureester (D 2) ausgewählt wurde. Einige wesentliche Kennwerte enthält Tabelle 5. Da Styrol-Butadien-Dispersionen offenbar gerade bei Brückeninstandsetzungen häufiger eingesetzt werden, wurde die größere Anzahl an Parametern mit dieser Materialbasis als Zusatzstoff untersucht.

Über den Einfluß von Polymerdispersionen auf die Eigenschaften frischen und erhärteten Betons finden sich im Schriftum zahlreiche Hinweise. Wegen der in der Dispersion enthaltenen Emulgatoren (oberflächenaktiven Substanzen) muß stets mit erhöhter Luftporenbildung gerechnet werden. Hierdurch wird auch die Verarbeitbarkeit merklich verbessert und der Erstarrungsbeginn verzögert.

	PCC 1	PCC 2
Materialbasis	Styrol-Butadien	Acrylsäureester
Feststoffgehalt der Dispersion in Gew.-%	32,6	42,7
pH-Wert bei 23 °C	8,2	< 8
Verseifungszahl [mg KOH/g]	5	1 - 2
Gehalt an Halogenen (außer Fluor) in Gew.-%	0,041	< 0,1

Tabelle 5: Einige Kennwerte der Polymerdispersionen

Die Veränderung der Festigkeit gegenüber Normalbeton ist naturgemäß wesentlich von der Dispersionsart und der -dosierung sowie von den Lagerungsbedingungen abhängig. Generell gilt wohl, daß die Druckfestigkeit polymermodifizierter Betone mit abnehmender relativer Luftfeuchtigkeit zunimmt; eine Anhebung der Festigkeit gegenüber Normalbeton darf i.a. nur bei Luftlagerung erwartet werden.

Das Verhältnis der Biegezugfestigkeit zur Druckfestigkeit wird durch die Dispersionszugabe in der Regel wesentlich günstiger als bei Normalbeton. Der Elastizitätsmodul und damit die Dehn- und Biegesteifigkeit werden dagegen herabgesetzt.

Die Angaben im Schrifttum über den Einfluß von Polymerzugaben auf das Schwinden des Betons sind nicht einheitlich. Z.T. wird herausgestellt, daß polymermodifizierter Beton weniger schwindet als Normalbeton; in einigen Fällen wurde auch das Gegenteil beobachtet /10, 11, 12/. Die Ursache dafür ist in den unterschiedlichen Arten und Mengen der verwendeten Dispersionen zu sehen. Während z.B. filmartige Benetzungen der Zuschläge bei Wasserverdunstung zum Schwinden und damit zum Reißen neigen, entstehen bei größeren Dispersionszugaben stärkere Kunststoffskelette, die die nach Hydratation des Zementsteins verbleibenden Hohlräume ausfüllen; sie reißen nicht mehr durch Schwinden.

### Zusammensetzung

Es wurde die gleiche Zuschlag-Sieblinie gewählt wie beim Normalbeton (vgl. Bild 6). Als Anmachflüssigkeit wurde ein Gemisch aus Wasser und Dispersion verwendet, wobei das Mischungsverhältnis der Empfehlung des jeweiligen Produktherstellers entsprach. Der Wasser/Bindemittelgehalt wurde analog zum w/z-Wert des Portlandzementbetons nach Abschnitt 3.4.2.2 zu 0,54 gewählt. Als Bindemittel wurde dabei der Zement zusammen mit dem Feststoffanteil der Dispersion betrachtet.

Es soll hier nicht unerwähnt bleiben, daß im Rahmen einer Dispersionsnachlieferung festgestellt werden mußte, daß der Feststoffgehalt von dem der ersten Lieferung bzw. von den Angaben des Herstellers abwich. Hier ist offenbar ein Fehler bei der Herstellung oder beim Abfüllen aus einem größeren Behälter aufgedeckt worden, der An-

laß dafür gibt, sofern nicht vollständige Identitätsprüfungen durchgeführt werden, so doch zumindest den Feststoffgehalt jeder Lieferung durch Trocknen bei 105°C zu überprüfen.

#### Anmachflüssigkeit, Konsistenz und Rohdichte

In Abstimmung mit dem Hersteller wurde die Anmachflüssigkeit durch Mischen von Wasser und Dispersion im Gewichtsverhältnis 3 : 1 bei Styrol-Butadien-Dispersion (D 1) und 5 : 1 bei Acrylsäureester-Dispersion (D 2) dem trocken vorgemischten Gemenge aus Zement und Zuschlag im Zwangsmischer zugegeben.

Mit Styrol-Butadien (D 1) betrug das Ausbreitmaß nach 2 Minuten Mischdauer 38 cm. Das Verdichtungsmaß war  $v = 1,06$  und die Frischbeton-Rohdichte  $\rho_R = 2,24 \text{ kg/dm}^3$ . 20 Minuten nach dem Mischen betrug das Ausbreitmaß nur noch 33 cm. Bei Zugabe von Acrylsäureester ergab sich ein Ausbreitmaß von 36 cm, ein Verdichtungsmaß  $v = 1,10$  und eine Rohdichte von  $2,33 \text{ kg/dm}^3$ . 20 Minuten nach dem Mischen hatte sich das Ausbreitmaß nur unerheblich vermindert; es betrug noch 35,5 cm. Beide Mischungen waren gut verarbeitbar. Nach ihrem Ausbreitmaß wäre die Konsistenz beider Mischungen als K2 nach DIN 1045, Tabelle 2, einzustufen gewesen, während nach dem Verdichtungsmaß Konsistenzen K3 vorlagen. Nach Augenschein waren beide Mischungen als schollig bis knapp zusammenhängend und damit als K2 einzustufen.

Sofern vor dem eigentlichen Ergänzen eine Haftbrücke aufzubringen war, bestand diese aus einem Gemisch aus Zement, ofengetrocknetem Quarzsand (0/2) und Anmachflüssigkeit im Gewichtsverhältnis 1 : 1 : 0,44. Die Anmachflüssigkeit der Haftbrücke bestand in Abstimmung mit Herstellerempfehlungen bei Styrol-Butadien zu gleichen Teilen aus Wasser und Dispersion; bei Acrylsäureester betrug das Mischungsverhältnis Wasser : Dispersion = 2 : 1.

#### 3.5.2.4 Trockenbeton

Die Anlieferung des Trockenbetons erfolgte in 40-kg-Säcken. Der Trockenbeton wurde in das Versuchsprogramm aufgenommen, weil insbesondere in Berlin damit bereits des öfteren positive Ergebnisse bei Instandsetzungen erzielt worden sind. Zum Einsatz gelangte ein Korngemisch 0/8; lieferbar waren auch Gemische 0/1 und 0/3,5. Einzelheiten zur Zusammensetzung des Bindemittelanteils waren vom Hersteller nicht in Erfahrung zu bringen, sondern nur Angaben über die vergleichsweise schnelle Festigkeitsentwicklung und erreichbare Festigkeiten.

Die Kornzusammensetzung wurde durch Aussieben von zwei Säcken bestimmt. Die beobachteten Unterschiede waren gering; Bild 7 zeigt den Mittelwert. Der Trockenbeton ist vergleichsweise reich an Feinkorn; die Sieblinie liegt oberhalb der Linie C 8 nach DIN 1045 dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß das Bindemittel mit enthalten ist.

Der Wasserbedarf wird vom Hersteller mit 12 - 16 l/100 kg Trockenbeton angegeben. In Anwesenheit eines Repräsentanten des Herstellers wurde eine Probemischung durchgeführt und von diesem für den vorgesehenen Anwendungszweck eine Wasserzugabe von 12 l/100 kg empfohlen. Sie liegt damit ~ 20 % über derjenigen des Portlandzementbetons. Der Bindemittelgehalt wurde vom Hersteller nicht angegeben.

Die Wasserzugabe hat nach Herstellervorgabe so zu erfolgen, daß zunächst zwei Drittel der erforderlichen Wassermenge eingerührt werden bis eine gleichmäßige Beschaffenheit vorliegt. Erst dann ist das restliche Drittel zuzugeben und die Gesamtmasse 5 Minuten im Zwangsmischer zu vermischen. Die Verarbeitung soll nach weiteren 5 Minuten Standzeit beginnen.

In Berlin wurde der in Frage stehende Trockenbeton bisher in der Regel nach Auftrag einer Haftbrücke aus Epoxidharz eingesetzt. Nach einem vorliegenden Untersuchungsbericht war aber zu erwarten, daß eine Haftbrücke auf gleicher Materialbasis wie der Trockenbeton eine entsprechend hohe Haftung zwischen Trockenbeton und Kernbeton erreichen läßt. Als Haftbrückenmaterial wurde infolgedessen - wiederum in Abstimmung mit dem Hersteller - der Trockenbeton nach Aussieben



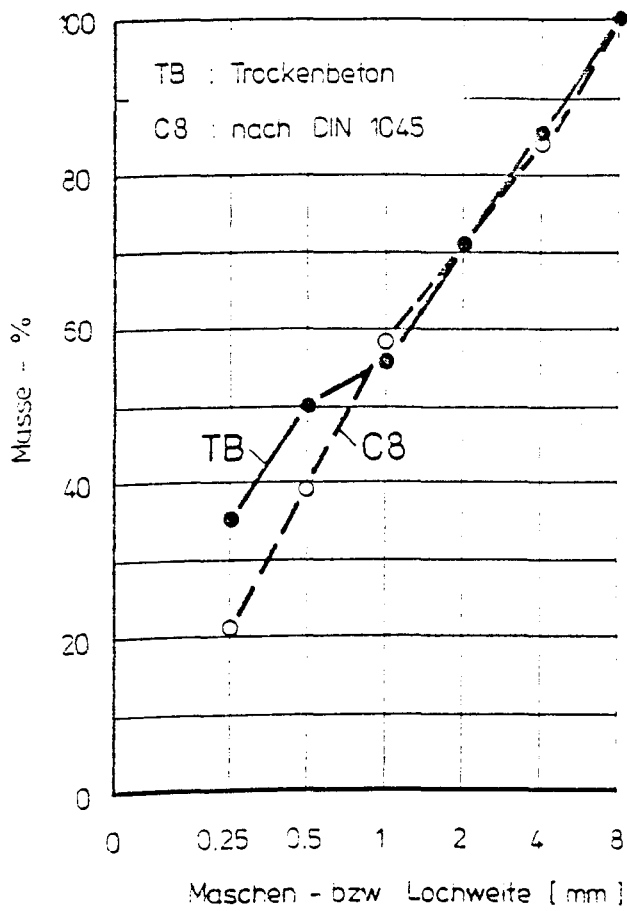


Bild 7: Kornzusammensetzung des Trockenbetons  
und Linie C 8 nach DIN 1045

des Körnungsanteils  $\geq 2 \text{ mm}$  ( $\sim 30 \%$ ) mit einer Wasserzugabe von  $18 \text{ l/m}^3$  ( $2/3 + 1/3$ ) gewählt.

#### 3.5.2.5 Spritzbeton (Portlandzementbeton)

Das Anspritzen von Beton im Vergleich zum Anbetonieren in Schalung zeichnet sich insbesondere durch Einsparung des z.T. kostenintensiven Einschalvorgangs aus. Außerdem wird durch den Aufprall ein Eindringen des Feinmörtels in feinere Poren und damit eine Verzahnung bzw. eine höhere Haftzugfestigkeit am Untergrund erwartet. Man unterscheidet zwischen Naßspritzverfahren, bei dem der fertig vorge-mischte Beton aufgespritzt wird, und Trockenspritzverfahren, bei dem das Wasser erst an der Spritzdüse vom Düsenführer zugegeben wird. Angaben zur Spritzbetonherstellung finden sich im Schrifttum, z.B. in /13, 14, 15, 16/.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde das in der Bundesrepublik Deutschland überwiegend verwendete Trockenspritzverfahren eingesetzt. Wegen des unvermeidbaren Rückpralls und damit Verlustes eines Teiles der Mischung - insbesondere groberer Körnung - ist eine besondere Ausgangsmischung erforderlich /13/. Der ausführenden Fachfirma wurde diesbezüglich freie Hand gelassen unter den Prämissen, daß eine Festigkeitsklasse B 45 nach DIN 1045 erreicht wird bei einem Korngemisch 0/8.

Bild 8 zeigt die gewählte Kornzusammensetzung. Der Zementgehalt der Ausgangsmischung ist insoweit angebbar, daß auf 20 Schaufeln Zuschlag jeweils ein halber Sack Zement ( $\sim 25 \text{ kg}$ ) zugesetzt wurde, was etwa einem Massenverhältnis Zement : Zuschlag = 1 : 3 entspricht. Das vom Düsenführer zugegebene Wasser ist mengenmäßig nicht quantifizierbar; nach Darrprobe betrug der Feuchtegehalt des in eine Schalform gespritzten Betons  $\sim 9,7 \text{ Gew.}\%$ , entsprechend etwa  $220 \text{ l}$  Wasser. Der Zementgehalt wurde am ausgehärteten Beton bestimmt; er streute zwischen  $460$  und  $535 \text{ kg/m}^3$ . Die Porosität betrug dabei  $20$  bzw.  $17 \%$ . Aus Wassergehalt und Zementgehalt läßt sich bei einer Rohdichte von etwa  $23 \text{ kN/m}^3$  ein w/z-Wert  $0,48 \div 0,41$  ableiten. Nach Angaben im Schrifttum beträgt der Wasserzementwert eines ordnungsgemäß hergestellten Spritzbetons immer etwa  $0,50$  /16/.

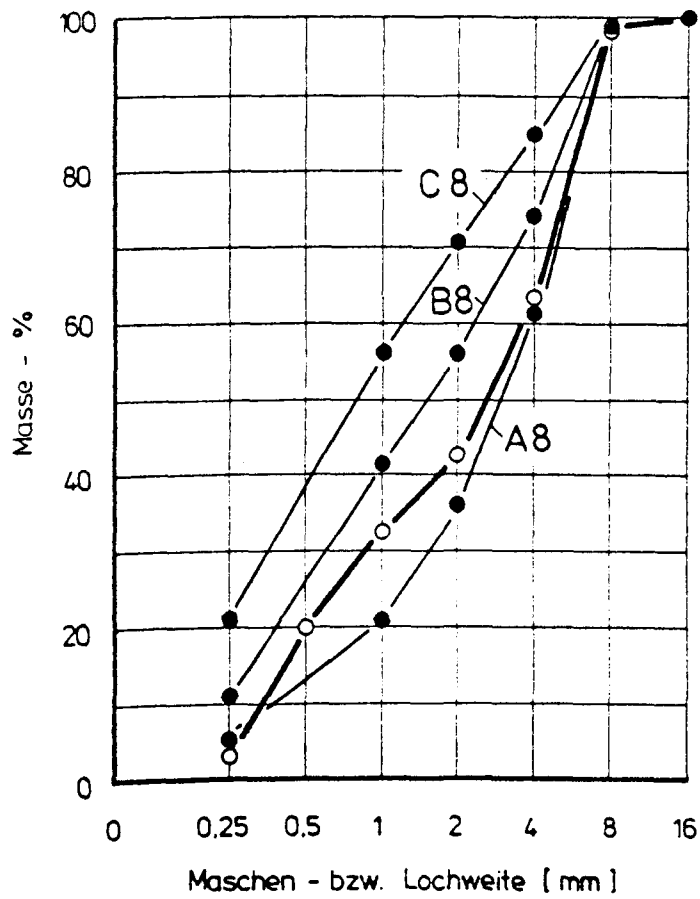


Bild 8: Kornzusammensetzung des Spritzbetonzuschlages  
und nach DIN 1045

### 3.5.3 Aufbringungsart

#### 3.5.3.1 Haftbrücke

Sinn einer Haftbrücke ist die Vermittlung einer besonders intensiven Bindung zwischen Alt- und Neubeton. Es ist stets frisch in frisch zu arbeiten, d.h. das Ergänzungsmaterial ist aufzubringen, ehe die Haftbrücke erstarrt, damit die Haftbrücke nicht zur Trennschicht wird. Der zulässige Zeitabstand wird wesentlich von den Faktoren Luftfeuchtigkeit, Windbewegung und Sonneneinstrahlung bestimmt. Unter günstigen Bedingungen kann ein Zeitunterschied von 30 Minuten toleriert werden, bei ungünstigen Bedingungen können bereits 5 Minuten zu viel sein. Instandsetzungsarbeiten mit Haftbrücken sollten dann besser verschoben werden.

Im Rahmen der vorliegenden Studie wurden Haftbrücken stets mittels Spritzbewurf aufgebracht (Bild 9). Voruntersuchungen hatten deutlich gezeigt, daß bei senkrechten Flächen ein Haftbrückenauftrag mit Bürste nicht zweckmäßig ist; das "Einbürsten" ist zeitaufwendig, bei hervorstehender Bewehrung vielfach unmöglich und bewirkt eine ungleichmäßige Stärke der Haftbrückenschicht. Der Zeitraum zwischen Spritzbewurf und Abschluß der Ergänzungsarbeiten betrug bei der Herstellung der Versuchskörper im Keller des Prüfinstituts maximal 20 Minuten.

#### 3.5.3.2 Betonieren in Schalung

Die verwendete Holzschalung bestand aus vorgefertigten Elementen, welche sich rasch montieren ließen. Zur Erleichterung des Einfüllens des Ergänzungsbetons in die beidseitig 5 cm breiten Bereiche wurde auf die Kernbalken jeweils eine keilförmige Holzkonstruktion (mit der Spitze nach oben, vgl. Bild 10) aufgesetzt. Das Verdichten des Betons erfolgte durch Schalungsrüttler, welche jeweils paarweise und auf beiden Balkenseiten gleichzeitig betrieben wurden. Gerüttelt wurde sobald die Schalung etwa zur Hälfte, d.h. ~ 30 cm hoch gefüllt war, sowie nach Vollfüllung der Schalung. Die Oberfläche wurde mittels Kellen per Hand geglättet.

### 3.5.3.3 Montage des Bricks

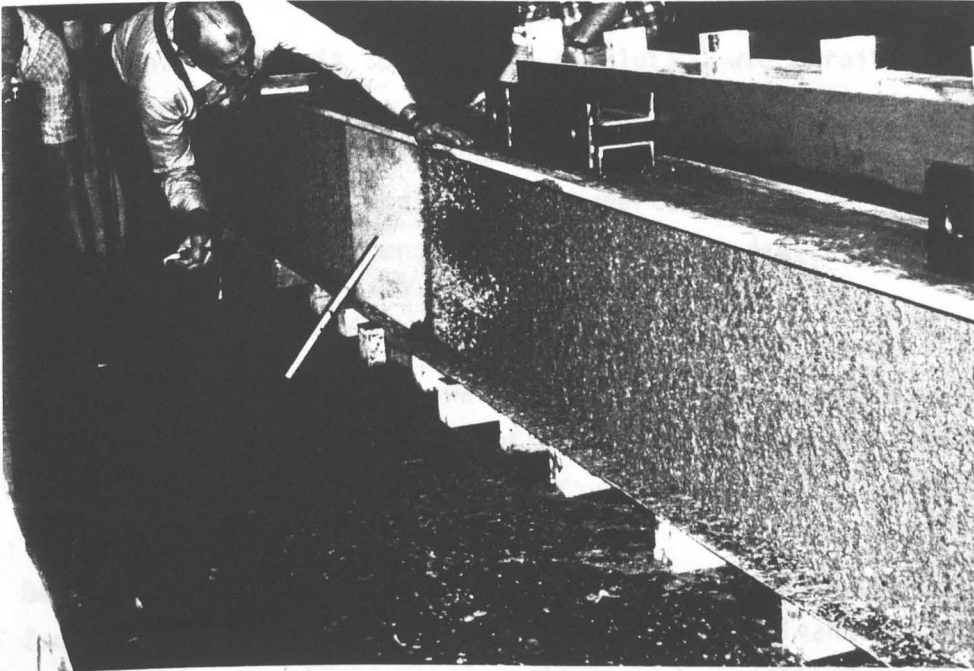


Bild 9: Auftrag des Spritzbewurfes

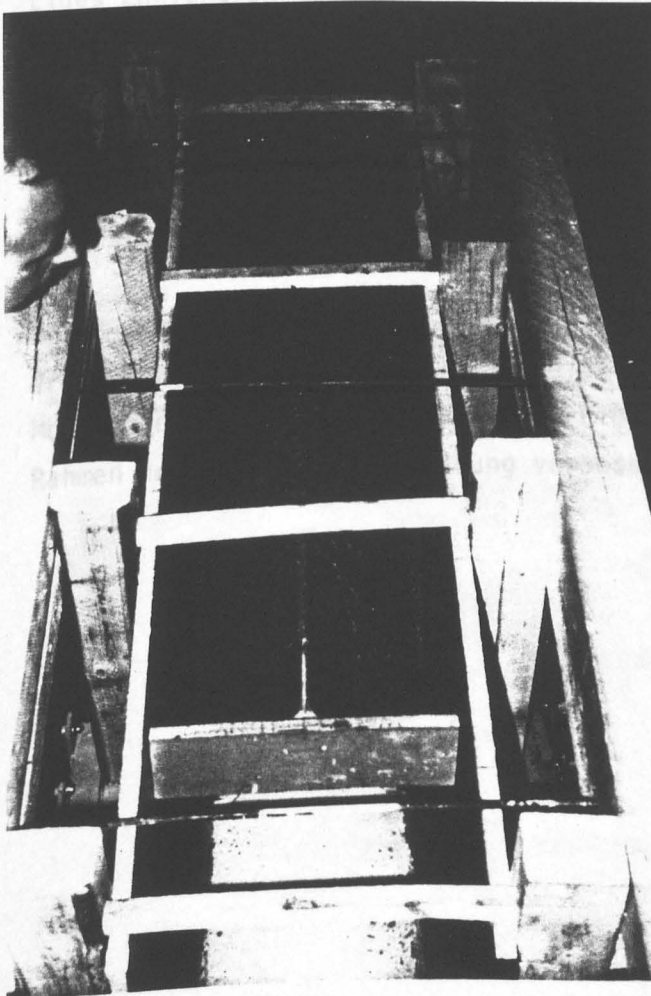


Bild 10: Einbringungshilfe

### 3.5.3.3 Anspritzen des Betons

Die Ergänzung mittels Spritzbeton erfolgte - wie bereits erwähnt - durch eine Fachfirma. Die Arbeiten fanden im Freien statt und dauerten insgesamt etwa 2 Stunden. Zu Beginn war der Himmel noch leicht bewölkt, Luft- und Versuchskörpertemperatur betrugen einheitlich etwa 18°C. Während der Arbeiten stieg die Lufttemperatur auf etwa 23°C.

Die zu ergänzenden Flächen waren durch 5 cm überstehende Schalbretter so abgegrenzt, daß zwei offene Kästen mit einer Tiefe von 5 cm entstanden, die mit Spritzbeton aufzufüllen waren (Bild 11).

Der Spritzvorgang erfolgte für beide Balkenseiten in gleicher Weise. Zunächst wurden umlaufend die Kantenbereiche kehlnahtartig bis zur vollen Ergänzungsstärke ausgespritzt und anschließend die inneren Flächen etwa 3 cm dick aufgefüllt. Nach einer Pause von 40 Minuten wurden die übrigen 2 cm aufgespritzt und schließlich durch vorsichtiges Entlangführen eines Richtscheites an der Schalung die Oberfläche abgeglichen.

Als Prüfkörper für die Bestimmung der Festigkeit wurden entsprechend DIN 18551 Platten mit Abmessungen 50/50/12 cm im Spritzverfahren hergestellt.

Wegen der vergleichsweise rauhen Oberfläche des Spritzbetons wurde drei Tage nach dem Spritzvorgang ein Feinmörtel aufgebracht, der die Möglichkeiten zur Beobachtung von Rißentstehung und -entwicklung im Rahmen der Versuchsdurchführung verbessern sollte (Bild 12).

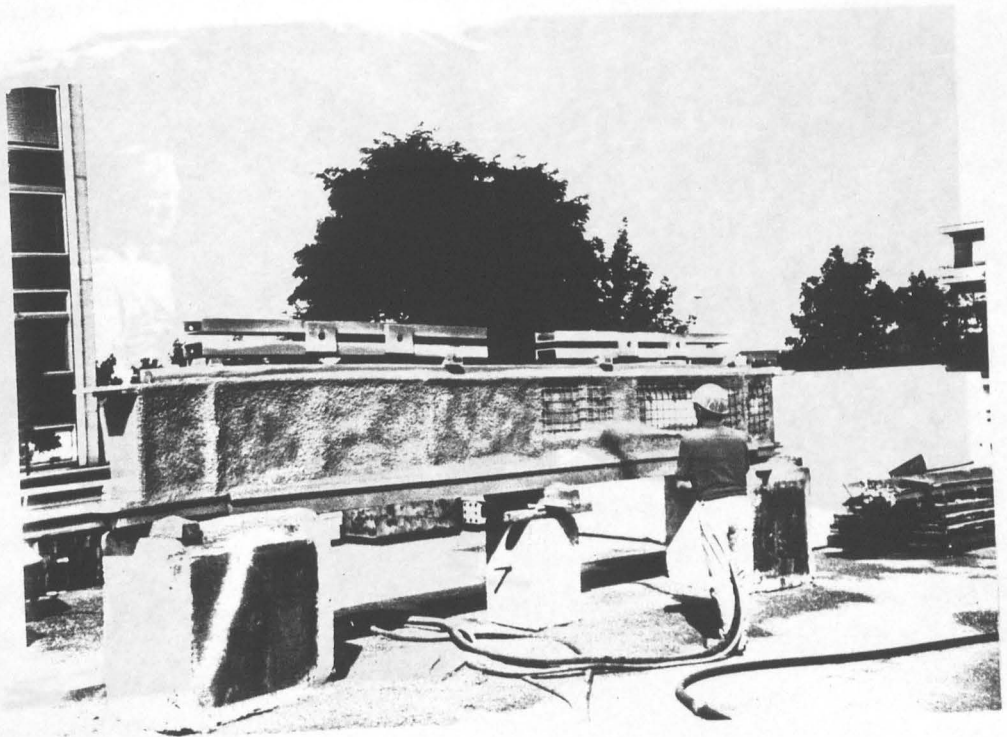


Bild 11: Abschalung der Spritzbetonflächen und Spritzvorgang

Bild 12: Oberflächenrauigkeit nach den Spritzen  
und nach dem Abgleichen

### 3.5.4 Sonstige Maßnahmen

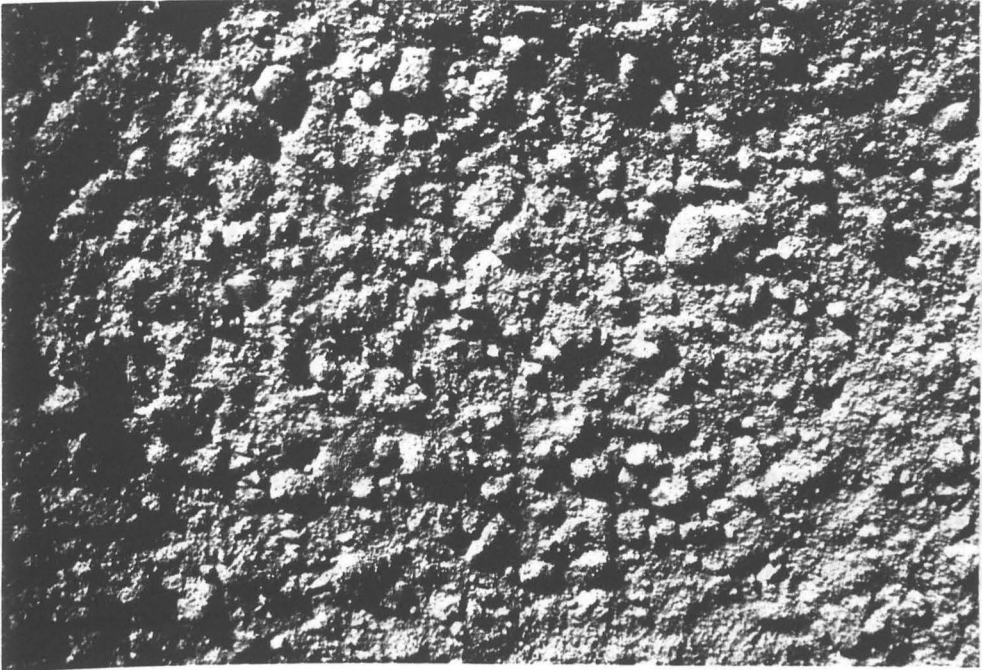


Bild 12: Oberflächenrauigkeit nach dem Spritzen  
und nach dem Abgleichen



### 3.5.4 Sondermaßnahmen

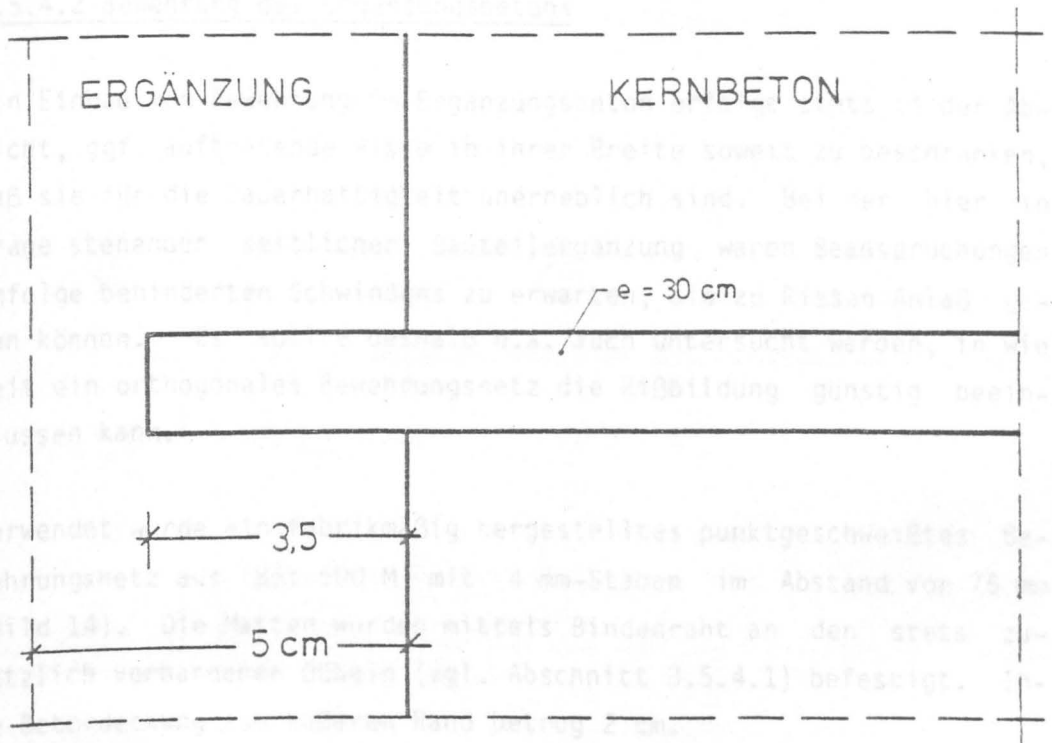
#### 3.5.4.1 Dübel

Aufgrund der Versuchskörperabmessungen und des Versuchsablaufes treten in der Haftfläche zwischen Grundbeton und Ergänzungsbeton keine bzw. nur vergleichsweise geringe Schubbeanspruchungen aus äußeren Lasten auf (vgl. Abschnitt 5.2). Dübel zwischen Kern- und Ergänzungsbeton kommen erst nennenswert zum Tragen, nachdem der Haftverbund in der Kontaktfuge versagt hat. Die Anordnung von Dübeln impliziert somit stets die Möglichkeit des Versagens der Klebverbindung verbunden mit der Forderung, daß auch anschließend die Standsicherheit gewährleistet ist. Dübel dienen auch der Verhinderung des Herabfallens gelöster Teile des Ergänzungsbetons.

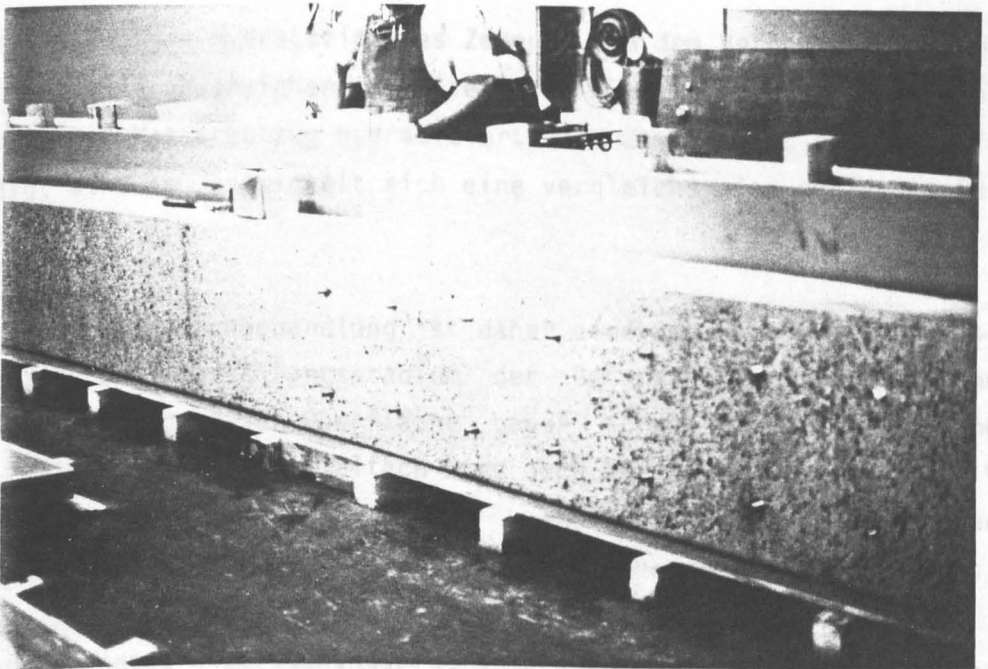
Neben diesen positiven Auswirkungen ist jedoch unter bestimmten Bedingungen denkbar, daß Dübel als starre Elemente Ursache von Schrumpfrißbildungen sind und im Zusammenhang mit Schwinden Ausgangspunkt eines örtlichen Versagens werden können. Auch diese Frage sollte im Rahmen der vergleichenden Studie geklärt werden.

Als Dübel gewählt wurden generell UPAT-Verbundanker UKA-3 mit Gewindestangen M 14. Ihre Verankerungslänge im Kernbeton betrug zulassungsgemäß 12 cm und im Ergänzungsbeton aus konstruktiven Gründen (1,5 cm Betondeckung) 3,5 cm. Der Abstand der Dübel wurde entsprechend dem Mindestwert nach Zulassung bei voller Ankerausnutzung zu 30 cm gewählt (Bild 13).

Die zulässige Scherkraft eines Dübels beträgt 3,1 kN bei vorsichtiger Annahme des Beginns der Einspannlänge im Abstand des Ankernenndurchmessers von der Kernbeton-Oberfläche, d. h. bei der gewählten Dübelanordnung 20,7 kN pro Meter Haftfugenlänge bzw. 34,4 kN je m<sup>2</sup> Haftbrücke.



Skizze



Ansicht

Bild 13: Dübelanordnung

#### 3.5.4.2 Bewehrung des Ergänzungsbetons

Ein Einbau von Bewehrung im Ergänzungsbeton erfolgt stets in der Absicht, ggf. auftretende Risse in ihrer Breite soweit zu beschränken, daß sie für die Dauerhaftigkeit unerheblich sind. Bei der hier in Frage stehenden seitlichen Bauteilergänzung waren Beanspruchungen infolge behinderten Schwindens zu erwarten, die zu Rissen Anlaß geben können. Es sollte deshalb u.a. auch untersucht werden, in wie weit ein orthogonales Bewehrungsnetz die Rißbildung günstig beeinflussen kann.

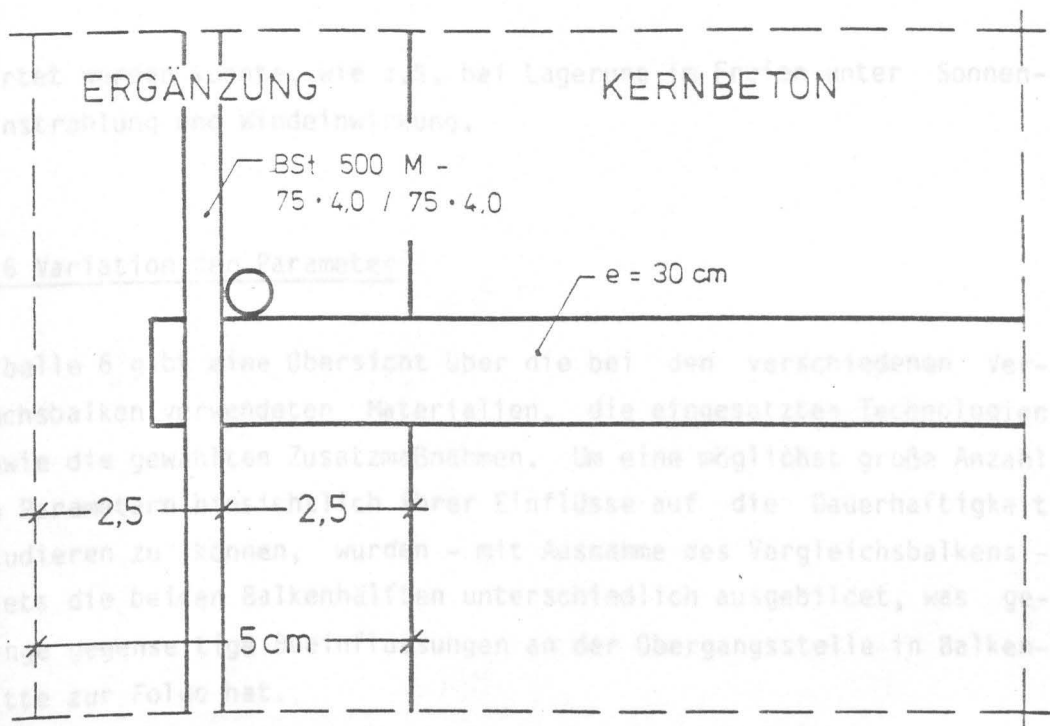
Verwendet wurde ein fabrikmäßig hergestelltes punktgeschweißtes Bewehrungsnetz aus BSt 500 M mit 4 mm-Stäben im Abstand von 75 mm (Bild 14). Die Matten wurden mittels Bindedraht an den stets zusätzlich vorhandenen Dübeln (vgl. Abschnitt 3.5.4.1) befestigt. Ihre Betondeckung zum äußeren Rand betrug 2 cm.

#### 3.5.4.3 Nachbehandlung

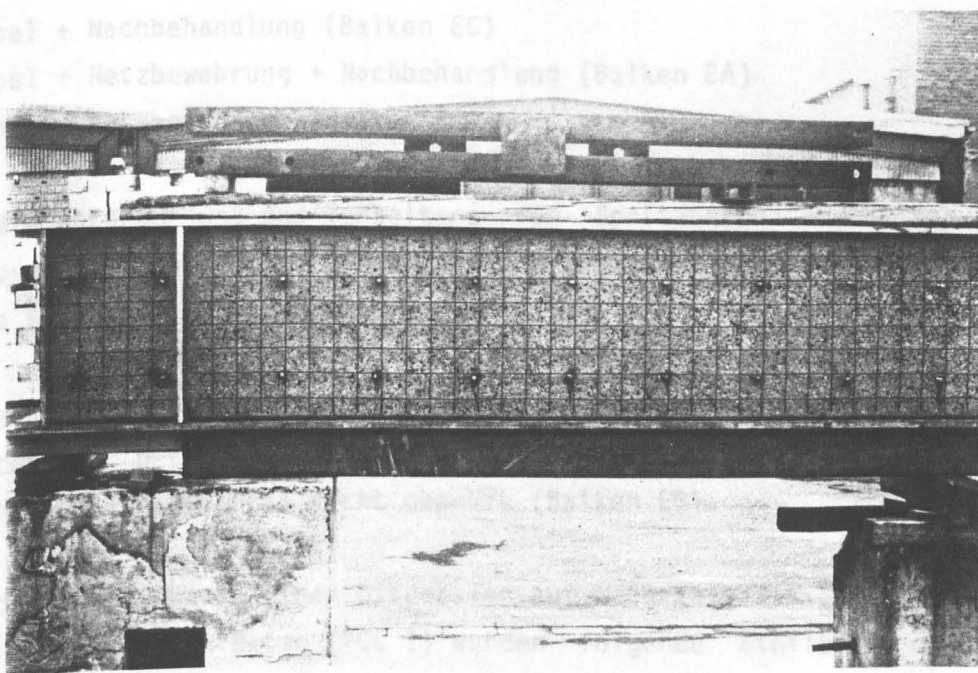
Zur vollständigen Hydratation des Zements muß dem Beton während der Erhärtung eine ausreichende Wassermenge zur Verfügung stehen. Bei frühzeitigem Wasserentzug hydratisiert der Zementleim nur unvollständig, d.h. es entwickelt sich eine vergleichsweise geringere Festigkeit.

Ziel jeder Betonnachbehandlung ist daher eine Behinderung der Wasserverdunstung im Anfangsstadium der Betonerhärtung. Sie kann z.B. durch Abdecken der Oberfläche gegen Sonneneinstrahlung, Wind oder Zugluft erfolgen. Vielfach wird auch die Bauteiloberfläche mit Wasser besprüht, wobei naturgemäß kein Temperaturschock auftreten darf; oftmals wird auch ein verdunstungshemmender Film aufgesprüht.

Im Rahmen dieses Untersuchungsprogramms wurde als Nachbehandlungsmaßnahme das Abdecken mit feuchten Jutematten gewählt, welche ihrerseits mit einer Kunststoffolie ummantelt wurden. Die Dauer der Nachbehandlung betrug 7 Tage. Während dieser Zeit lagerten die Balken ebenso wie die nicht nachbehandelten Balken im Keller des Prüfinstitutes, so daß naturgemäß kein so gravierender Unterschied er-



Skizze



Ansicht

Bild 14: BStG-Matte als Netzbewehrung

wartet werden konnte, wie z.B. bei Lagerung im Freien unter Sonneneinstrahlung und Windeinwirkung.

### 3.6 Variation der Parameter

Tabelle 6 gibt eine Übersicht über die bei den verschiedenen Versuchsbalken verwendeten Materialien, die eingesetzten Technologien sowie die gewählten Zusatzmaßnahmen. Um eine möglichst große Anzahl an Parametern hinsichtlich ihrer Einflüsse auf die Dauerhaftigkeit studieren zu können, wurden - mit Ausnahme des Vergleichsbalkens - stets die beiden Balkenhälften unterschiedlich ausgebildet, was geringe gegenseitige Beeinflussungen an der Übergangsstelle in Balkenmitte zur Folge hat.

Mit Normalbeton in Schalung wurden folgende Einflüsse bzw. Parameterkombinationen untersucht

- Nachbehandlung (Balken EC)
- Haftbrücke + Nachbehandlung (Balken EB)
- Dübel + Nachbehandlung (Balken EC)
- Dübel + Netzbewehrung + Nachbehandlung (Balken EA)
- Dübel + Netzbewehrung (Balken EA).

Für die Untersuchung des Verhaltens von Spritzbeton am Balken EF wurde eine Balkenhälfte mit Dübeln und Netzbewehrung versehen. Der ganze Balken wurde nachbehandelt.

Der ausgewählte Trockenbeton wurde nach Auftragen einer Haftbrücke in Schalung betoniert und nachbehandelt. Die Auswirkung von Dübeln und Netzbewehrung wurde nicht geprüft (Balken EB).

Mit dem durch Zugabe einer Dispersion auf Materialbasis Styrol-Butadien modifizierten Beton (PCC 1) wurden folgende Einflüsse untersucht

- Haftbrücke (Balken EG)
- Nachbehandlung (Balken EE)
- Haftbrücke + Nachbehandlung (Balken EE)
- sowie
- Haftbrücke + Dübel + Netzbewehrung + Nachbehandlung (Balken ED).

Ergänzungs- material	Normalbeton m. BV					PCC 1				PCC 2		Trocken- beton	Spritzbeton	
Haftbrücke					x		x	x	x	x	x	x		
Dübel	x	x	x						x		x		x	
Netzbewehrung	x	x							x		x		x	
Nachbehandlung	x		x	x	x	x	x		x		x	x	x	x
Balken- Bezeichnung	EA (B)	EA (A)	EC (A)	EC (B)	EB (A)	EE (B)	EE (A)	EG (A)	ED (A)	EG (B)	ED (B)	EB (B)	EF (A)	EF (B)

x           ≡ vorhanden  
 (A), (B) ≡ Balkenhälfte

Tabelle 6: Ergänzungsmaterialien und Parametervariationen

Dagegen wurden mit dem durch Zugabe einer Acrylsäureester-Dispersion modifizierten Ergänzungsbeton (PCC 2) nur die Einflüsse

- Haftbrücke (Balken EG)
  - und
  - Haftbrücke + Dübel + Netzbewehrung + Nachbehandlung (Balken ED)
- studiert.

Bei den Balken EB, ED, und EG wurden somit unterschiedliche Materialien für die Ergänzung der beiden Kernbeton-Balkenhälften eingesetzt, so daß sie im Abstand von einem Tag nacheinander betoniert werden mußten. Die zugfeste Verbindung der beiden Ergänzungsmaterialien in der Arbeitsfuge wurde dadurch sichergestellt, daß die Arbeitsfuge vor dem Betonieren des zweiten Abschnittes aufgeraut und mit einem lösungsmittelfreien Epoxidharzsystem angestrichen wurde.

Die zu jeder Ergänzungsart hergestellten zwei Begleitplatten wurden stets in gleicher Weise wie die Balken in ihrer unmittelbaren Nähe gelagert.

#### 4 Festigkeit und der Elastizitätsmodul der Ergänzungsmaterialien

Von allen untersuchten Materialien mit Ausnahme des Spritzbetons wurden im Zusammenhang mit den Ergebnissen folgende Prüfkörper betoniert: 9 Würfel mit 15 cm Seitenlänge und 6 Prismen mit einem Querschnitt 15/15 cm und einer Länge von 70 cm.

Eine Serie von drei Würfeln sowie die sechs Prismen (2 Serien zu je 3 Stück) wurden 28 Tage nach DIN 1048 gelagert und dann Würfeldruckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und E-Modul bestimmt. Die übrigen zwei Würfelserien wurden neben den ergänzten Balken gelagert und später daran die Würfeldruckfestigkeit bei Versuchsbeginn und bei Versuchsende bestimmt.

Zur Prüfung der Druckfestigkeit des Spritzbetons wurden aus der im Spritzverfahren hergestellten Platte nach DIN 18551 2 Serien zu je 3 Kernen ausgebohrt, auf 10 cm Länge abgeglichen und die Druckfestigkeit nach 28 Tagen (Lagerung nach DIN 1048) sowie bei Versuchsende bestimmt. Die Ermittlung des E-Moduls erfolgte an Prismen 12/12/50, die aus der einen Platte herausgeschnitten waren.

Tabelle 7 zeigt die Ergebnisse der Festigkeits- und Elastizitätsmodulprüfungen sowie die Rohdichte der verwendeten Materialien.

Wie die Ergebnisse zeigen, streuten die Festigkeitseigenschaften des im Abstand von 14 bzw. 28 Tagen hergestellten Portlandzementbetons vergleichsweise wenig. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit betrug nach Normlagerung etwa  $59 \pm 3 \text{ N/mm}^2$ ; die Festigkeit entspricht damit schon fast derjenigen eines B 55 nach DIN 1045. Nach 14 Tagen Erhärtung unter Raumklima - wie die jeweiligen Balken - betrug die Festigkeit  $\beta_{WS}^{14} = 53 \pm 4 \text{ N/mm}^2$  und am Versuchsende nach 350 Tagen  $\beta_{WS} = 64 \pm 4 \text{ N/mm}^2$ . Ähnlich gering war auch die Abweichung beim Elastizitätsmodul; er betrug  $E_b = 27,3 \cdot 10^3 \pm 1,3 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$ .

Auch für den polymermodifizierten Beton PCC 2, der bei den Balken ED und EG zum Einsatz kam, ergab sich nach der Normlagerung eine gute Übereinstimmung hinsichtlich Festigkeit und Elastizitätsmodul der entsprechenden Prüfkörperserien: die Druckfestigkeit betrug  $\beta_{WS}^{28} = 53 \pm 0 \text{ N/mm}^2$ . Die Erhärtung bei Raumlagerung führte nach 14 Tagen zu einer Druckfestigkeit  $\beta_{WS} = 41 \pm 2 \text{ N/mm}^2$  und nach 350 Tagen zu  $57 \pm 5 \text{ N/mm}^2$ .

Beim Beton PCC 1, hergestellt im Abstand von 7 bzw. 14 Tagen, waren dagegen nicht unerhebliche Abweichungen in Druckfestigkeit und Rohdichte der verschiedenen Prüfkörperserien zu verzeichnen. Sie lassen sich durch den unterschiedlichen Luftporengehalt bei Herstellung und Verdichtung der Prüfkörperherstellung auf dem Rütteltisch zurückführen. Sofern die Würfel oder Prismen unmittelbar nach dem Mischen hergestellt wurden, besaß der Beton zwar eine vergleichsweise flüssigere Konsistenz ( $a = 38 \text{ cm}$ ), aber gleichzeitig auch einen deutlich höheren Luftporengehalt und somit eine entsprechend geringere Rohdichte als dann, wenn die Prüfkörper erst 20 Minuten nach dem Mischen bei einem Ausbreitmaß von nur noch  $a = 33 \text{ cm}$  hergestellt und auf dem Rütteltisch verdichtet wurden.



Kernbeton: siehe Tabelle 2, Seite 7

Ergänzungs- material	Balken	Lagerung nach DIN 1048 - nach 28 Tagen -				Lagerung wie VB VA   VE		Rohdichte in kg/dm³
		$\beta_{W200}$ N/mm²	$\beta_{BZ}$ N/mm²	E N/mm²	$\beta_P$ N/mm²	$\beta_{W200}$ N/mm²		
Normalbeton	EA	56	3,65	27300	48	56	68	2,34
	EB	61	3,67	28600	53	53	66	2,35
	EC	59	4,02	26000	50	49	60	2,32
PCC 1	ED	40	3,87	20100	24	32	47	2,20
	EE	50	3,52	25400	40	44	53	2,31
	EG	35	3,56	23600	34	29	42	2,22
PCC 2	ED	53	3,92	25600	42	43	62	2,31
	EG	53	4,15	26000	43	39	53	2,29
Trockenbeton	EB	50	3,21	23700	43	45	48	2,10
Spritzbeton	EF	51 *)	-	32600	-	-	46 *)	2,26

VB: Versuchsbalken

\*: Zylinderfestigkeit

VA: Versuchsanfang

VE: Versuchsende

Tabelle 7: Mittelwerte der Festigkeiten, des Elastizitätsmoduls und der Rohdichte

Die Prüfkörper aus PCC 1 für die Ermittlung der Biegezugfestigkeit wurden stets im Anschluß an das Betonieren der Ergänzung, d.h. ~ 20 Minuten nach dem Mischen, hergestellt; für sie war somit ein vergleichsweise geringerer Unterschied zwischen den Prüfkörperserien als bei der Druckfestigkeit zu verzeichnen.

Wie im Abschnitt 3.5.3.2 ausgeführt wurde, erfolgte die Verdichtung des Ergänzungsbetons der Versuchsbalken stets in gleicher Weise, so daß trotz der Unterschiede in der Druckfestigkeit der verschiedenen Probekörperserien von gleicher Qualität des Ergänzungsbetons bei allen mit PCC 1 ergänzten Balken ausgegangen werden kann. Da nach vollständiger Füllung der Schalung - also zu einem Zeitpunkt, da die verflüssigende Wirkung der Dispersion größtenteils abgeklungen war - nochmals gerüttelt wurde, kann hinsichtlich der Balken von eher geringem Luftporengehalt ausgegangen werden. Dies bedeutet aber, daß die vergleichsweise höhere Festigkeit der Prüfkörper des Balkens EE auch für die mit PCC 1 ergänzten Bereiche der Balken ED und EG zugrunde gelegt werden kann.

Bei dem polymermodifizierten Beton PCC 2 war innerhalb der Verarbeitungszeit kein Abbau der Konsistenz zu verzeichnen und entsprechend waren dort keine derartigen Unterschiede in Festigkeit und Elastizitätsmodul der Prüfkörperserien festzustellen.

## 5 Belastung und Belastungsgeschichte

### 5.1 Allgemeines

Bei Instandsetzungen durch ergänzend aufgebrachte Materialien wird stets angestrebt, daß letztere dauerhaft anhaften und frei von Rissen bleiben. Dies kann entweder dadurch gewährleistet werden, daß die Beanspruchung von Ergänzungsmaterial und Kernbeton kleiner als die jeweilige Zugfestigkeit ist, oder dadurch, daß ein Ergänzungsmaterial mit elasto-plastischen und damit rißüberbrückenden Eigenschaften eingesetzt wird.

Kommen - wie in der vorliegenden Studie - Beton oder polymermodifizierter Beton als Ergänzungsmaterial zum Einsatz, ziehen wegen der betonähnlichen Steifigkeit Risse im Untergrund zwangsläufig auch solche im Ergänzungsmaterial nach sich. Insofern kann nur bei gering ausgelasteten Stahlbetonbauteilen oder bei Spannbetonbauteilen mit geringen Spannungs- bzw. Dehnungsänderungen aus Verkehrslast mit Rissefreiheit auf Dauer gerechnet werden.

Nach DIN 4227, Teil 1, wird für beschränkt vorgespannte Brückenbauteile verlangt, daß aus Vorspannung, ständiger Last und 50% der Verkehrslast keine Zugspannungen im Querschnitt auftreten. Unter voller Verkehrslast ist eine Zugspannung in Höhe der Zug- bzw. Biegezugfestigkeit zulässig. Durch Aufbringen von Ergänzungen im verkehrslastfreien Zustand können somit im vorspannungsfreien Ergänzungsmaterial generell Beanspruchungen in doppelter Höhe der Zugfestigkeit des Grundbetons auftreten. Solche können von Beton oder polymermodifiziertem Beton in der Regel nicht aufgenommen werden und führen zu Rissen, zumal wenn unvermeidbare Zwangbeanspruchungen aus behindertem Schwinden hinzutreten.

In der Praxis kommen so ungünstige Beanspruchungen eher selten vor. Die dabei von Anfang an auftretende starke Rißbildung im Ergänzungsbeton würde allein aus optischen Gründen von Bauherren kaum akzeptiert werden, so daß eine Erforschung der Rißbildänderung über die Zeit bei so hohen Ausgangsbeanspruchungen unergiebig wäre.

Im Rahmen der vorliegenden Studie wurde deshalb die maximale Gebrauchslast so gewählt, daß sich im Ergänzungsbeton unter Erstbelastung nur eine äußerst geringe Rißbildung ergibt, deren Entwicklung unter Schwell- und Dauerlast sowie Zwangbeanspruchungen beobachtet werden sollte. Da alle untersuchten Materialien nach den Ergebnissen der Prüfung von Probekörpern eine Biegezugfestigkeit  $> 3,0 \text{ N/mm}^2$  erwarten ließen, wurde die Gebrauchslast so gewählt, daß die Beanspruchung der Ergänzungsmaterialien maximal  $3,0 \text{ N/mm}^2$  betrug; sie lag somit nahe am Übergang zum gerissenen Zustand II.

Durch die zentrische Vorspannung des Kernbetons mit  $\sigma_{bv} = -1,4 \text{ N/mm}^2$  war unter Gebrauchslast dort mit einer maximalen Betonspannung von nur  $\sigma < 3,0 - 1,4 = 1,6 \text{ N/mm}^2$  zu rechnen, welche deutlich unter der

an Zugkörpern bestimmten Zugfestigkeit des Kernbetons ( $\beta_{bZ} \approx 2,1$  N/mm<sup>2</sup>) lag. Ribbildung im Kernbeton war somit auch im Zusammenhang mit Schwellbelastung und Dauerlast wenig wahrscheinlich bzw. erst bei höheren Lasten zu erwarten.

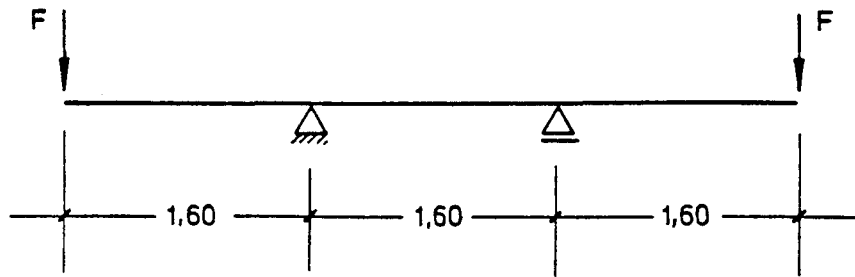
## 5.2 Statisches System, Schnittgrößen und Beanspruchungen aus äußeren Lasten

Für das gesamte, in den Abschnitten 5.3 und 6 näher erläuterte Untersuchungsprogramm wurde zur Belastung der Versuchsbalken ein statisches System entsprechend Bild 15 gewählt. In Bild 15 sind auch die lastabhängigen Schnittgrößen und Beanspruchungen des Balkens angegeben.

Die Lasten wurden stets an den Kragarmenden auf ganzer Breite des ergänzten Balkens eingeleitet; aufgelagert waren die Balken dagegen nur im Bereich des Kernbetons. Bedingt durch diese konstruktive Maßnahme muß der Querkraftanteil des Ergänzungsbetons im wesentlichen im Kragarmbereich auf den Kernquerschnitt übertragen werden. Die Fuge wird somit einerseits durch Schwindspannungen des Verbundquerschnittes und andererseits durch Scherspannungen beansprucht. Die wirksame Länge und Verteilung der Querkraftübertragung und damit auch die Schubspannung kann nur abgeschätzt werden:

Unter der Gebrauchslast von  $F = 40$  kN ergibt sich im Zustand I bei gleichmäßiger Eintragung der Last in Kern- und Ergänzungsbeton eine Schubspannung  $\max \tau = 0,29$  N/mm<sup>2</sup> (Bild 15). Bei Balken, die entsprechend Abschnitt 3.5.4.1 mit fugenübergreifenden Dübeln ausgestattet sind, ergibt sich danach bei Haftfugenversagen aus äußeren Lasten mit  $T = 2,9$  kN eine geringere Schubkraft je Dübel als der zulässige Wert von  $3,1$  kN. Im Bereich zwischen den Lagern sind die Versuchsbalken nur auf Biegung ( $M = \text{const.}$ ) beansprucht, d.h. die Haftfuge hat keine Schubspannungen aus äußeren Lasten sondern allein solche aus behindertem Zwang zu übertragen.

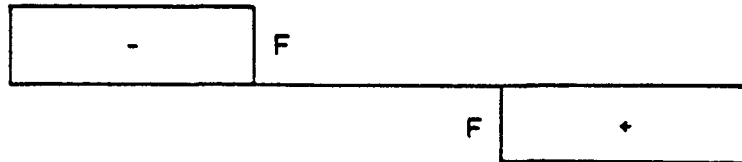
### System



### M - Linie



### Q - Linie



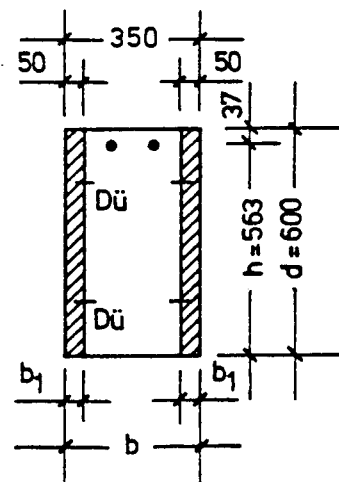
### Dübelscherkraft

$$\max \tau^I = \frac{F \cdot \max S}{J \cdot b} = 1,5 \cdot \frac{F}{b \cdot d}$$

$$T_{Dü} = \frac{2}{3} \cdot \max \tau^I \cdot b \cdot \frac{b_1}{b} \cdot e_{Dü, \text{längs}}$$

$$= \frac{F \cdot b_1}{b \cdot d} \cdot e_{Dü, \text{längs}}$$

Dübelabstand  $e_{Dü, \text{längs}} = 300$



unter Gebrauchslast ( $F = 40 \text{ kN}$ ) ergibt sich  
 $\max \tau = 0,29 \text{ N/mm}^2$  und  $T_{Dü} = 2,9 \text{ kN}$

Bild 15: Statisches System, Lastschnittgrößen (M, Q) und Dübelscherkraft

### 5.3 Belastungsgeschichte

Die eigentliche Versuchsdurchführung begann jeweils vierzehn Tage nach dem Anbetonieren der Ergänzung in der Form, daß zunächst das Balkenverhalten bei stufenweiser Belastung bis zur Gebrauchslast  $F_0 = 40 \text{ kN}$  studiert wurde, bei der die Randzugspannung im Ergänzungsbeton  $\sigma_{bz}$  maximal  $3 \text{ N/mm}^2$  beträgt und bei der im Kurzzeitversuch eine nur geringe Rißbildung zu erwarten war.

Es folgten

- 100 000 Lastwechsel zwischen  $0,4 F_0$  und  $F_0$
- 12 Monate Lagerung im Freien unter Dauerlast  $F_0$
- 350 000 Lastwechsel zwischen  $0,4 F_0$  und  $F_0$  sowie schließlich der Bruchversuch.

Der Versuchsaufbau bei Erstbelastung, Schwelllast und Bruchversuch ist in Bild 16 wiedergegeben. Die Frequenz der Schwellbelastung betrug  $0,75 \text{ Hz}$ .

Für die Lagerung unter Dauerlast im Freien wurden die Balken paarweise zusammengespannt (Bild 17). Bei den unten liegenden Balken liegt mithin die Biegezugseite unten, d.h. die unteren Balken mußten vor und nach der Lagerung im Freien gedreht werden. Der Abstand der Auflager auf dem Boden wurde so festgelegt, daß die maximalen Biegezugspannungen der unteren Balken aus Eigengewicht und Gewicht der oberen Balken jenen der oberen Balken aus Eigengewicht allein entsprachen.

Das Vorspannen der 2x2 Spannanker je Balkenpaar erfolgte gleichzeitig mittels zwei 20-t-Pressen über zwei Quertraversen. Die aufgebrauchten Zugkräfte wurden mittels Kraftmeßdosen sowie über DMS-Vollbrücken auf den Spannankern überprüft.

Während der Lagerung im Freien war naturgemäß mit dem Entstehen weiterer Risse, mit der Zunahme von Rißbreiten durch Nachgeben des Verbundes sowie Verformungszunahmen durch Kriechen zu rechnen, was eine Abnahme der Ankerkräfte zur Folge hat. Um diesen Abbau der Ankerkräfte zu begrenzen, wurden je Zuganker Tellerfederpakete bestehend



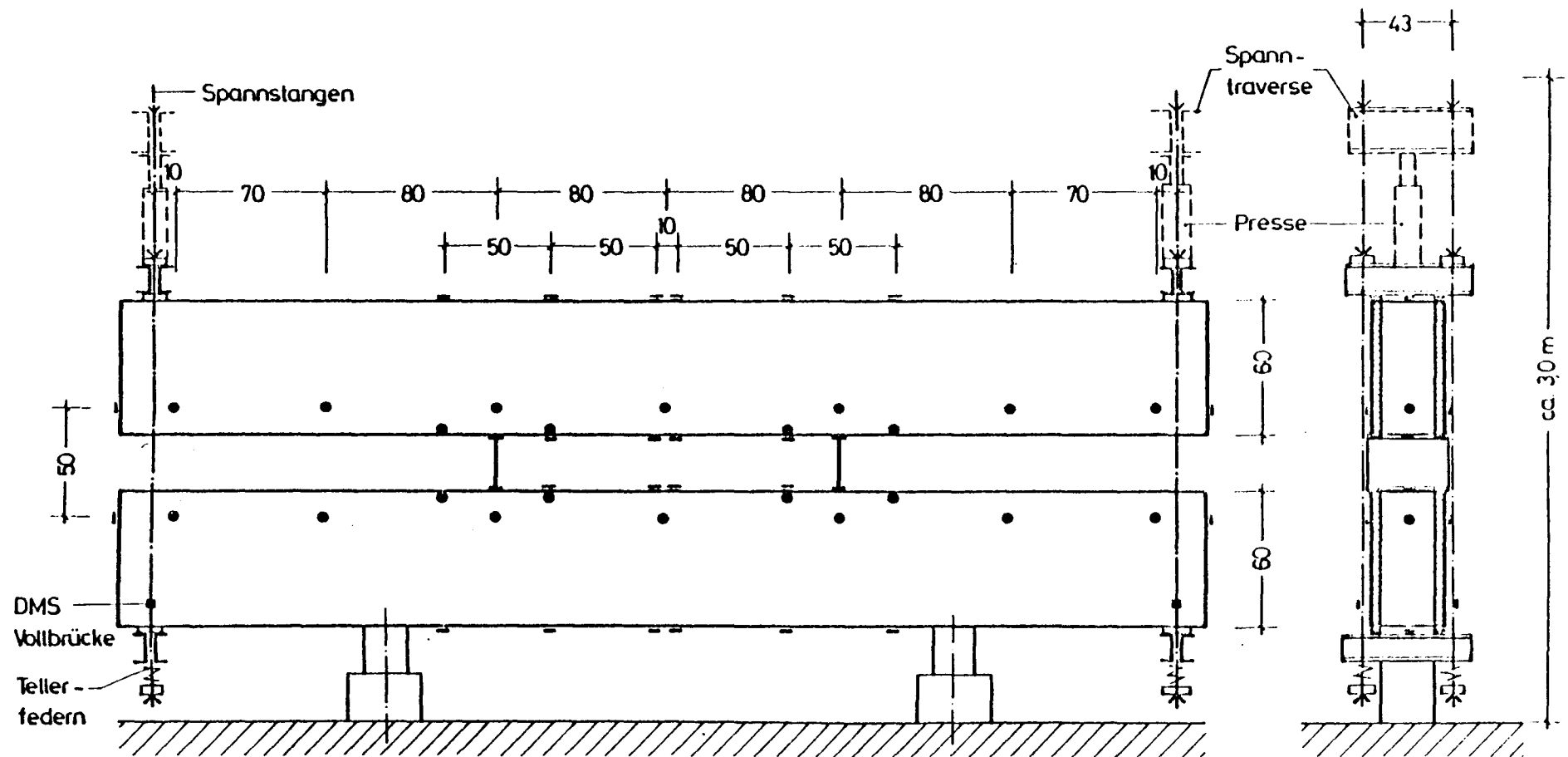


Bild 17: Belastungs- und Meßstellenanordnung bei der Lagerung im Freien



aus 13 Federn 80/41/5 angeordnet, die bei einer geschätzten Durchbiegungszunahme der Balkenpaare von etwa 2 mm in Höhe der Ankerstangen, die Abnahme der Spannkkräfte auf 80 % des Ausgangswertes begrenzen sollten.

Die Versuchsbalken waren vergleichsweise schwach bewehrt, so daß im abschließenden Bruchversuch das Versagen nicht durch Bruch der Biegedruckzone sondern durch Fließen der Biegezugbewehrung erfolgen mußte. Die Bruchversuche wurden bei äußeren Lasten von 150 kN abgebrochen; hierbei waren über Risse hinweg mit induktiven Weggebern gemessene mittlere Dehnungen von  $> 10^0/100$  zu verzeichnen, d.h. die Fließgrenze der Betonstahlbewehrung war deutlich überschritten.

## 6 Untersuchungsprogramm

### 6.1 Allgemeines

Zur Ergründung des unterschiedlichen Dehnungszustandes von Kern- und Ergänzungsbeton sollten während der gesamten, in Abschnitt 5 ausführlich beschriebenen Belastungsgeschichte die Randfaserdehnungen am Biegezug- und Biegedruckrand von Kern- und Ergänzungsbeton verfolgt werden. Wegen der zu erwartenden Rißbildung bestand die Notwendigkeit, am Biegezugrand mittlere Dehnungen zu bestimmen bzw. durch Wahl einer entsprechend langen Meßstrecke örtliche Dehnungsunterschiede zwischen Rissen und über Risse hinweg auszugleichen. Es wurde deshalb beschlossen, für die Dehnungsmessung generell ein Setzdehnungsmeßgerät mit einer Meßlänge von 50 cm einzusetzen.

Neben der Dehnungs- bzw. Längenänderungsmessung wurden die kennzeichnenden Balkenverformungen mit Meßuhren und induktiven Weggebern verfolgt. Sie verdeutlichen die unterschiedliche wirksame Steifigkeit der auf verschiedene Weise ergänzten Balken gegenüber äußeren Lasten.

Schließlich wurde in allen wesentlichen Phasen der Belastungsgeschichte das Rißbild bzw. Veränderungen im Rißbild aufgezeichnet.

## 6.2 Anordnung der Meßstellen

Die Setzdehnungsmeßpunkte wurden auf dem Kernbeton in der Balkenachse und auf den beidseitigen Ergänzungen jeweils in der Mitte, d.h. 2,5 cm von Haftpuge und Außenrand entfernt, angeordnet (Bild 18). Eine Ausnahme bilden zwangsläufig jene Meßstrecken am Biegedruckrand, die die Lager übergreifen. Auf dem Ergänzungsbeton war ein lagerübergreifendes Messen nur von der Seite aus möglich; die Meßpunkte wurden entsprechend seitlich, im Abstand von 1,0 cm zum Biegedruckrand angeordnet. Für den Kernbeton konnte am Biegedruckrand keine lagerübergreifende Dehnungsmessung erfolgen.

Rißübergreifende Setzdehnungsmessungen im Kragbereich mit 50 cm Meßlänge erschienen wegen der dort vorliegenden linearen Änderung des Lastmomentes wenig sinnvoll, so daß darauf verzichtet wurde.

Die Meßuhren bzw. induktiven Weggeber zur Messung der Balkendurchbiegungen sind in Bild 18 ebenfalls dargestellt.

Während der Lagerung im Freien waren die Balken - wie bereits erwähnt - paarweise zusammengespannt, so daß die Durchbiegung jeweils nur für ein Balkenpaar aus der Abstandsänderung abgeleitet werden kann. Die entsprechenden Meßstellen sind Bild 17 zu entnehmen. Eine quantitative Bewertung der so bestimmten Formänderungssummen bereitet insofern Schwierigkeiten, als die prozentualen Anteile beider Balken an der Gesamtverformung nicht bekannt sind. Die Meßergebnisse gewähren jedoch Einblick in die zeitliche Entwicklung der Steifigkeitsänderung. Aus der Abstandsänderung in Höhe der Ankerstangen kann im übrigen die zeitabhängige Änderung der Ankerkräfte abgeleitet werden.

## 6.3 Rißbild

Parallel zur Messung der Dehnungs- und Verformungsänderung wurde das Rißbild bzw. die Rißbreitenentwicklung studiert. Die Rißbreiten am Biegezugrand, und zwar in Mitte des Kernbetons und der Ergänzungsschichten (Bild 19) wurden mittels Videokamera aufgenommen; durch Vergleich der Bandaufzeichnung mit einer entsprechend geeichten Rißbreitenschablone wurden die Rißbreiten gemessen.

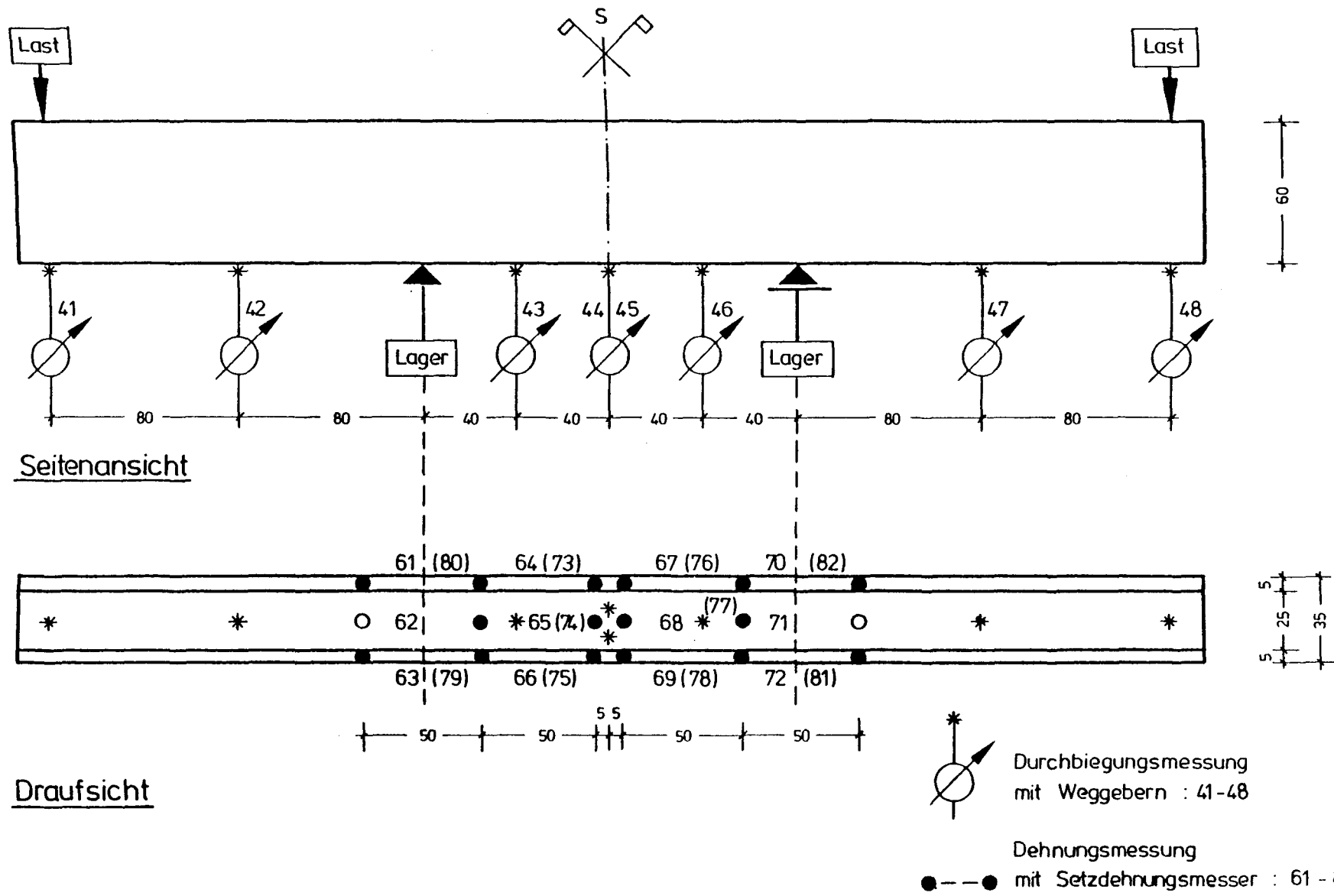
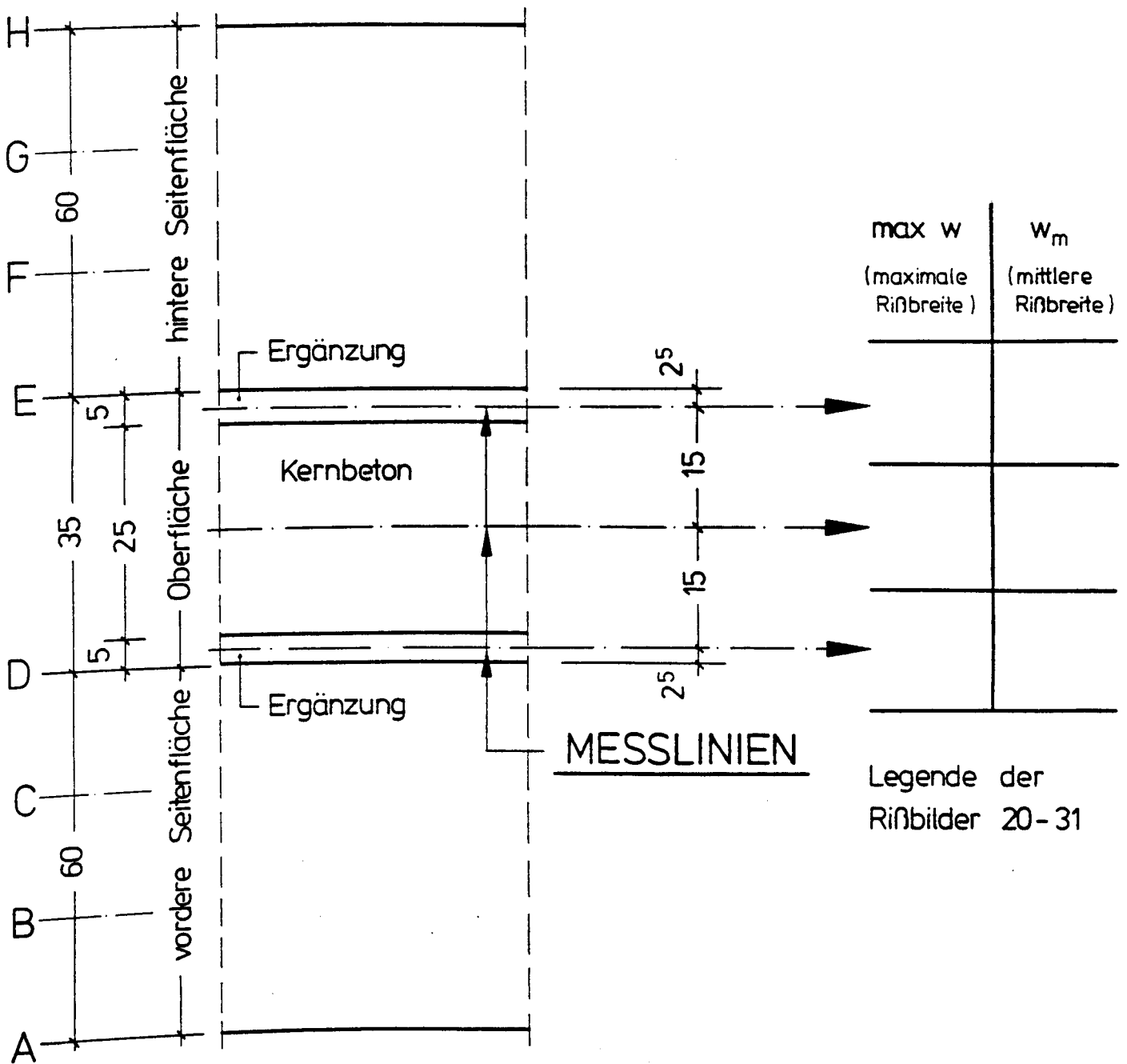


Bild 18: Setzdehnungs- und Weggebermeßstellen

oben : 61 - 72

unten : 73 - 82



## Abwicklung eines Balkenabschnittes

Bild 19: Meßlinien für die Rißbreiten

## 6.4 Untersuchungszeitpunkte und Datenaufzeichnung

Die Setzdehnungsmessung wurde ebenso wie die Verformungsmessung und die Rißbildaufzeichnung zu folgenden wesentlichen Zeitpunkten der Belastungsgeschichte durchgeführt:

- nach Erstbelastung bis zur Gebrauchslast  $F_0 = 40 \text{ kN}$
- nach 100 000 LW zwischen  $0,4 F_0$  und  $F_0$
- nach Lagerung im Freien unter  $F_0$  und weiteren 350 000 Lastwechseln zwischen  $0,4 F_0$  und  $F_0$  sowie
- bei stufenweiser Belastung bis zum Bruch.

Bei der Setzdehnungsmessung mußten die Meßwerte von der Meßuhr abgelesen und zunächst durch Handaufzeichnung notiert werden. Die Weiterverarbeitung aller Meßwerte in Meßergebnisse erfolgte mit einem Datenverarbeitungsprogramm.

## 7 Ergebnisse der Balkenversuche

### 7.1 Bewertungsmaßstab

Bei Bauteilergänzungen wie sie in dieser Arbeit untersucht wurden, ist es als optimal anzusehen, wenn sich die ergänzten Bauteile im Hinblick auf Rißbildung, Dehnungs- und Durchbiegungsverhalten ähnlich verhalten wie ursprünglich monolithisch hergestellte Bauteile.

Abweichendes Verhalten kann neben ungenügender Anbindung des Ergänzungsbetons am Kernbeton im wesentlichen auf folgende Unterschiede zwischen Ergänzungsbeton und Kernbeton zurückgehen:

- unterschiedlicher Elastizitätsmodul, somit unterschiedlicher Lastspannungen
- unterschiedliche Festigkeit
- unterschiedliches Temperaturverhalten
- unterschiedliches Kriech- und Schwindverhalten sowie
- unterschiedlicher Spannungszustand.

Ein anderer Spannungszustand als bei monolithisch hergestellten Bauteilen ergibt sich z.B. durch das Hinzutreten von Zwangsschnittgrößen und die unterschiedliche Einwirkung der Vorspannung. Infolge Behinderung von Temperaturdehnungen und Schwinden des Ergänzungsmaterials, insbesondere bei Ausbesserung älterer Bauwerke, wird das Ergänzungsmaterial anders als der Kernbeton beansprucht. Die Vorspannung konzentriert sich bei Abplatzung der ursprünglichen Betondeckung auf den Restquerschnitt; spätere Kriechumlagerungen auf das Ergänzungsmaterial sind bei gealterten Bauteilen nur in vernachlässigbarem Umfang zu erwarten. Wegen der aus Schwinden resultierenden Zugspannungen im Ergänzungsmaterial ist dort naturgemäß auch die Rißbildungsgefahr erhöht, sofern nicht gleichzeitig eine entsprechend höhere Zugfestigkeit vorliegt oder die Vorspannung nachträglich erhöht wird.

Eine Aufspaltung der sich aus allen o.g. Ursachen ergebenden Dehnungen und Verformungen in die Einzelanteile bereitet bisher unüberwindbare Schwierigkeiten, zumal der wirksame Spannungszustand einschließlich Zwang ebenso wie das Kriech- und Schwindverhalten der Ergänzungsmaterialien in aller Regel nicht bekannt sind.

Im Hinblick auf die Bewertung unterschiedlicher Randfaserdehnungen von Kernbeton und Ergänzungsmaterial ist zunächst herauszustellen, daß bei einem inhomogenen Werkstoff wie Beton keineswegs erwartet werden kann, daß die Dehnungen in Querschnittsfasern mit theoretisch gleich großer Beanspruchung bzw. gleichem Nulllinienabstand stets völlig identisch sind. Für die hier infrage stehenden Versuche kann die selbst bei monolithisch hergestellten Bauteilen vorkommende Streuung am Vergleichsbalken durch Gegenüberstellung der Meßergebnisse in der Bauteilachse und an den Rändern festgestellt werden. Von diesen Streuungen abgesehen, müßten sich, unter Voraussetzung eines unendlich steifen Verbundes zwischen Ergänzungsmaterial und Kernbeton bei den vorliegenden geometrischen Verhältnissen in beiden Materialien annähernd gleiche Dehnungen ergeben.

Sofern größere Dehnungsunterschiede zu verzeichnen sind, lassen sie sich nur im Zusammenhang mit elasto-plastischem Verbundverhalten oder mit Verbundversagen erklären. Durch Biege- oder Zugrißbildung im Ergänzungsbeton normal zur Haftpuge kann sich mit zunehmenden Ab-

stand von der Fuge zwar ebenfalls ein vom Kernquerschnitt abweichender Dehnungszustand ergeben. Infolge der 50 cm langen und rißübergreifenden Meßstrecken bei der Setzdehnungsmessung wird jedoch die mittlere Dehnung bestimmt, welche bei steifem Verbund mit der des Kernquerschnittes übereinstimmen müßte; Schubverformungen innerhalb der Dicke des Ergänzungsbetons - zwischen Haftfuge und Sichtfläche - sind nur von vernachlässigbarer Größe.

Als Ursache unterschiedlicher Dehnungen bzw. Dehnungsänderungen einander gegenüberliegender und gleichartig konzipierter Ergänzungen kommen in erster Linie unterschiedliche Ablösungen und die bereits erwähnte Materialinhomogenität bzw. dadurch bedingte Streuungen des Materialverhaltens in Frage. Geometrische Imperfektionen in Bauteilabmessungen und Krafteinleitung dürften dagegen eine vergleichsweise untergeordnete Rolle spielen.

Nach den vorstehenden Ausführungen lassen sich für Bauteilergänzungen folgende Zielsetzungen formulieren:

- Die Rißbreiten sollten nicht wesentlich größer sein als bei monolithischen Balken. Risse parallel zur Haftfuge bzw. Ablösungen des Ergänzungsmaterials vom Untergrund sollten möglichst nicht auftreten.
- Die Durchbiegung ergänzter Balken sollte möglichst gut mit der des monolithisch hergestellten Vergleichsbalkens übereinstimmen.
- Die Dehnungsdifferenz von Kernbeton und Ergänzungsmaterial bzw. die Nachgiebigkeit des Verbundes sollte möglichst klein sein. Außerdem sollte die Dehnung des Ergänzungsmaterials auf beiden Seiten des Balkens möglichst übereinstimmen und damit die Eigenschaften des Ergänzungsmaterials möglichst wenig streuen.

In den folgenden Abschnitten wird erörtert, inwieweit die einzelnen Ergänzungsverfahren diese Bedingungen im Versuch dauerhaft erfüllt haben.

## 7.2 Rißentwicklung

### 7.2.1 Risse unter Gebrauchslast

Die Bilder 20 bis 25 zeigen die Rißentwicklung und die Rißbreitenzunahme ausgehend vom erstmaligen Aufbringen der Gebrauchslast  $F_0$ , über 100 000 Lastwechsel und nach der Dauerbelastung im Freien sowie weiteren 350 000 Lastwechseln. Zum Vergleich ist in Tabelle 8 die mittlere und die maximale Rißbreite innerhalb eines in den Rißbildern näher bezeichneten Bereiches angegeben: der einerseits die Balkenlänge zwischen den Lagern mit  $M = \text{const}$  und andererseits einen angrenzenden 60 cm langen Bereich beinhaltet, in dem bei den meisten Balken ebenfalls noch breitere Risse zu verzeichnen waren.

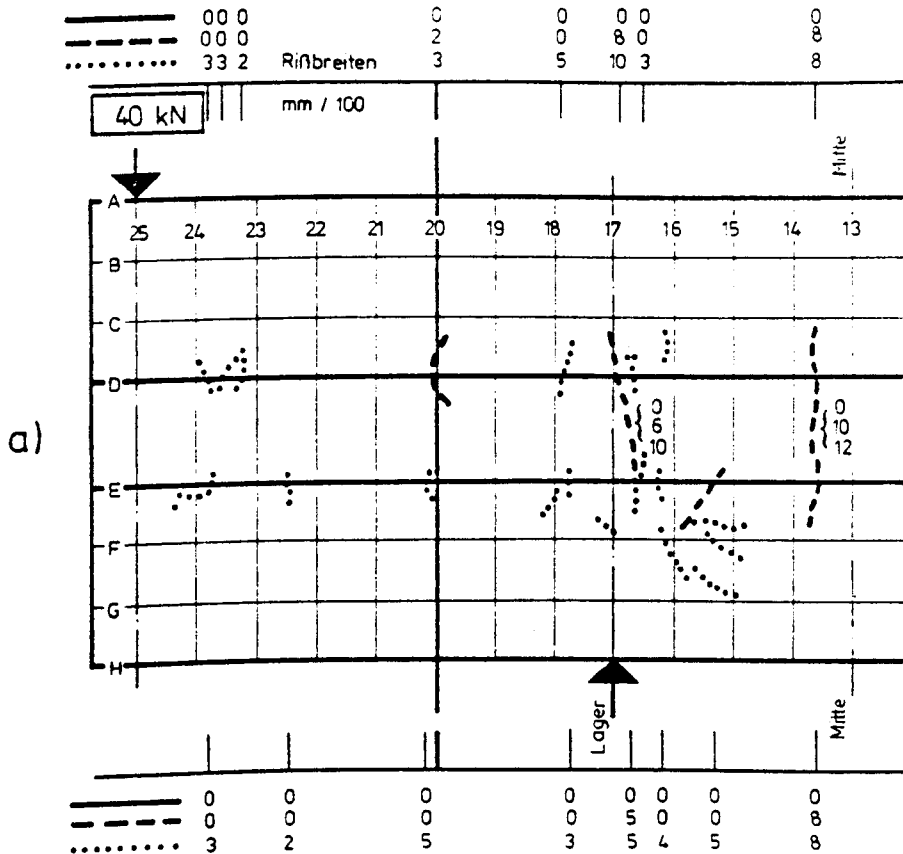
Die mittleren Rißbreiten liegen zwischen 0,09 und 0,15 mm bei Größtwerten zwischen 0,12 und 0,22 mm. Selbst die maximalen Rißbreiten sind somit im Hinblick auf den Korrosionsschutz der Bewehrung unter normalen Umweltbedingungen von unbedenklicher Größe. Für den Fall einer Beaufschlagung durch Chloridionen oder sonstiger chemischer Angriffe wäre allerdings eine rißüberbrückende Beschichtung auch bei den feinsten Rissen notwendig.

Für die Bewertung der Ergebnisse ist nicht die Anzahl von Rissen sondern die Rißbreite von Bedeutung:

Die als optimal zu bewertenden Verhältnisse des Vergleichsbalkens (Bild 20) mit  $w_m = 0,11 \text{ mm}$  und  $\max w = 0,15 \text{ mm}$  wurden von den mit Spritzbeton ergänzten und nachbehandelten Balken eingehalten bzw. unterschritten. Die geringeren Werte ergaben sich bei Anordnung von Dübeln und Netzbewehrung. Ebenso waren bei den mit Normalbeton ergänzten Balken keine nennenswert größeren Rißbreiten zu verzeichnen, sofern der Beton einerseits ohne Zwischenschaltung einer Haftbrücke aufgetragen und andererseits nachbehandelt wurde.

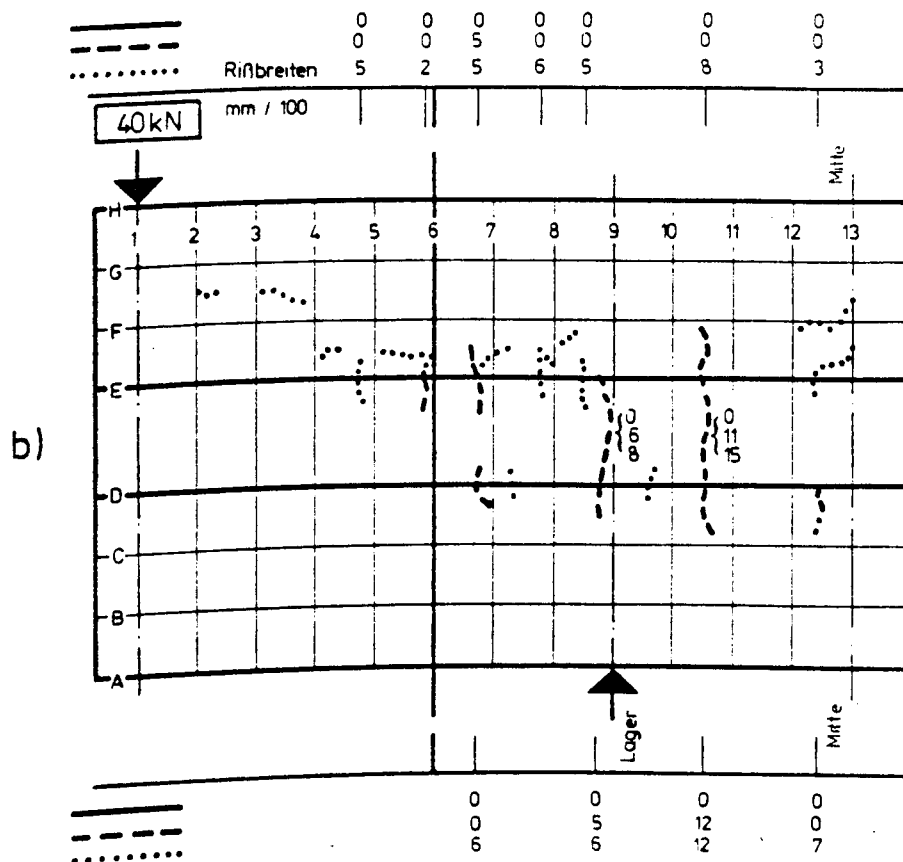
Die Zugabe von Polymerdispersion zum Normalbeton bewirkte z.T. eher etwas nachteilige als positive Auswirkungen auf die Rißbreiten. Der mit Dispersion auf Materialbasis Acrylsäureester modifizierte Beton zeigte ein vergleichsweise günstigeres Rißverhalten als jener mit Dispersion auf Materialbasis Styrol-Butadien.





max w	w <sub>m</sub>
0,10	0,06
<b>0,12</b>	<b>0,11</b>
0,08	0,05

[ mm ]



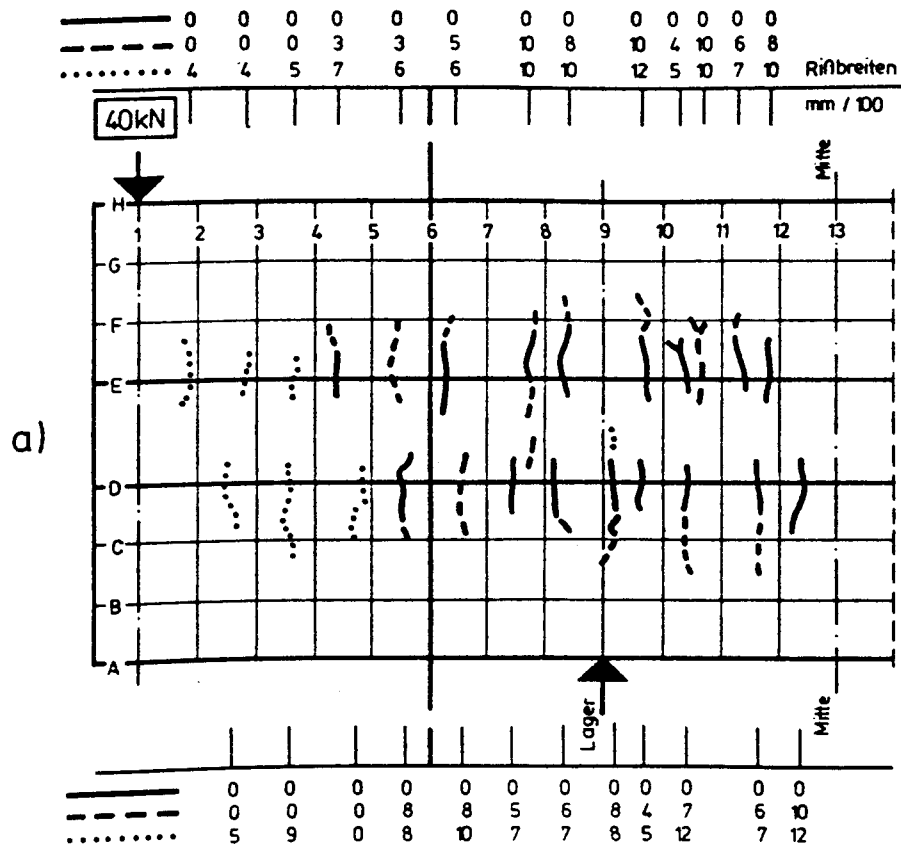
max w	w <sub>m</sub>
0,08	0,05
<b>0,15</b>	<b>0,12</b>
0,12	0,08

[ mm ]

Bilder 20 a und b: Risse unter Gebrauchslast  
Vergleichsbalken E0

Risse nach

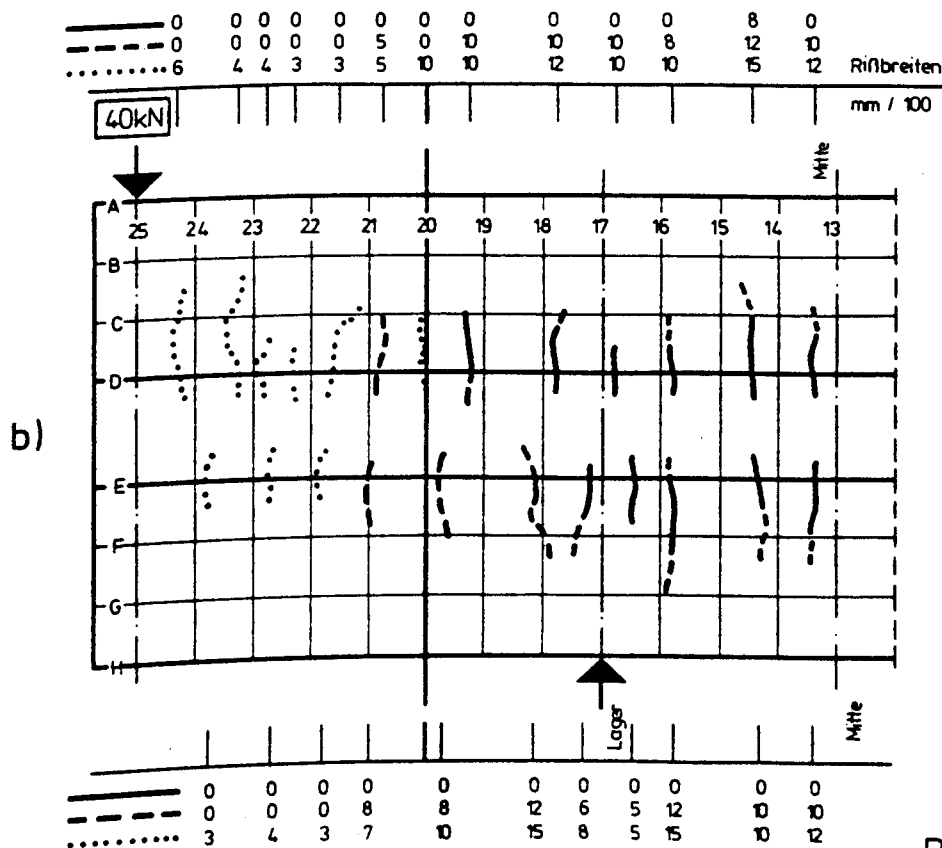
- Erstbelastung
- - - 10<sup>5</sup> Lastwechsel
- ..... Dauerlast + 3,5 · 10<sup>5</sup> LW



Dü - Ne - Na

max w	w <sub>m</sub>
0,12	0,09
0,12	0,09

[ mm ]



Na

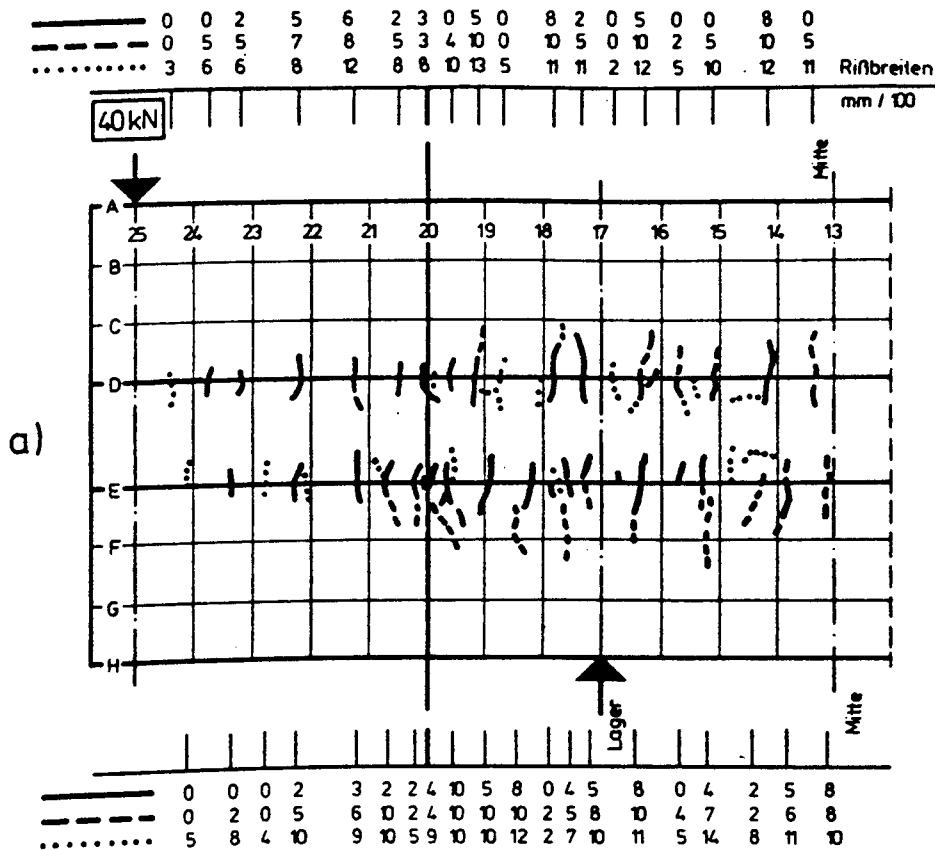
max w	w <sub>m</sub>
0,15	0,11
0,15	0,11

[ mm ]

Bilder 21 a und b: Risse unter Gebrauchslast  
Ergänzung mit Spritzbeton,  
Balken EF

Risse nach

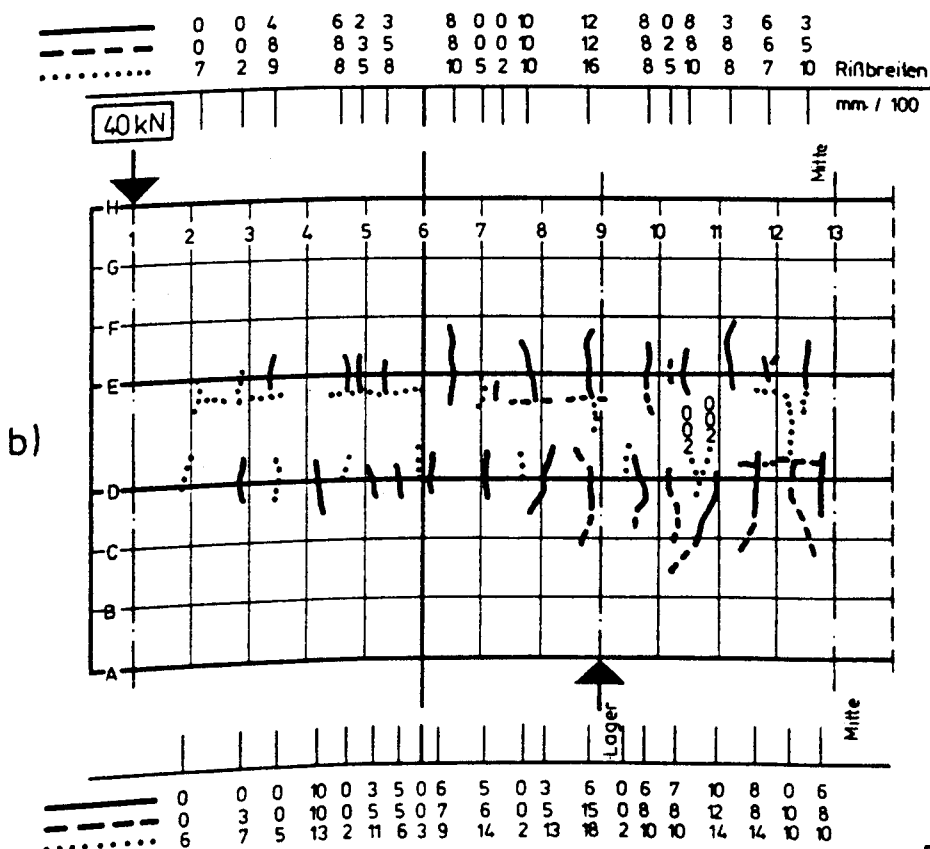
- Erstbelastung
- - - 10<sup>5</sup> Lastwechsel
- ..... Dauerlast + 3,5 · 10<sup>5</sup> LW



Dü-Ne-Na

max w	w <sub>m</sub>
0,13	0,09
0,14	0,09

[ mm ]



Dü-Ne

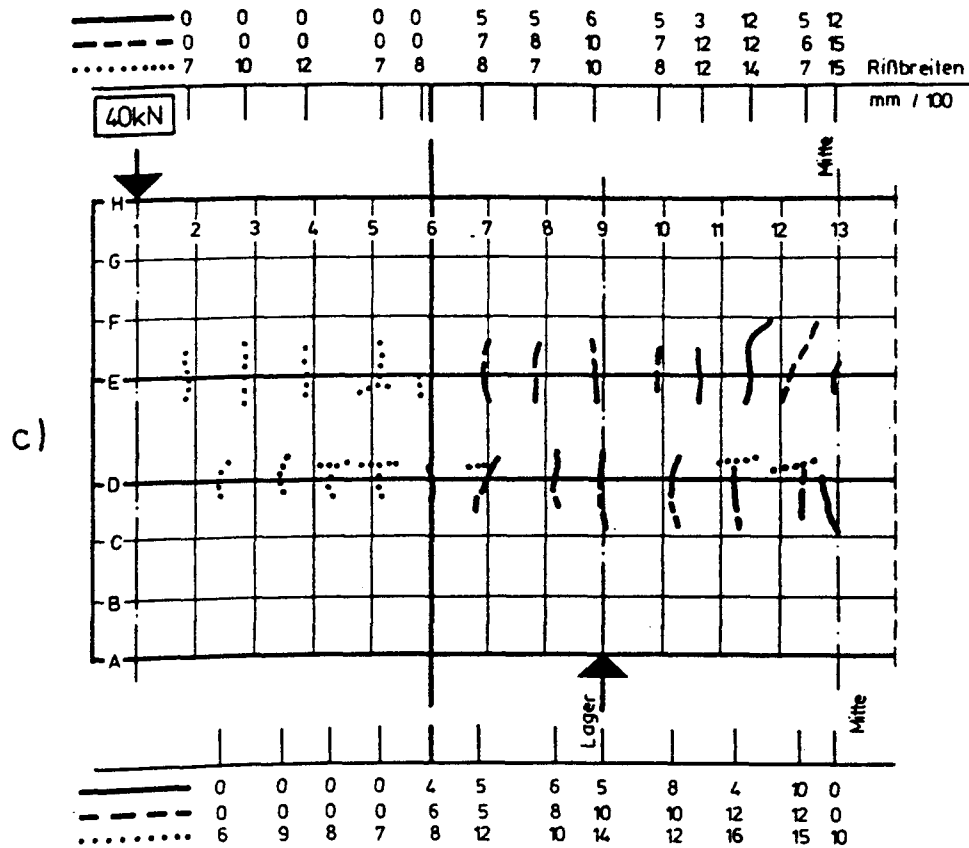
max w	w <sub>m</sub>
0,16	0,08
0,18	0,11

[ mm ]

Bilder 22 a und b: Risse unter Gebrauchslast  
 Ergänzung mit Normalbeton,  
 Balken EA

Risse nach

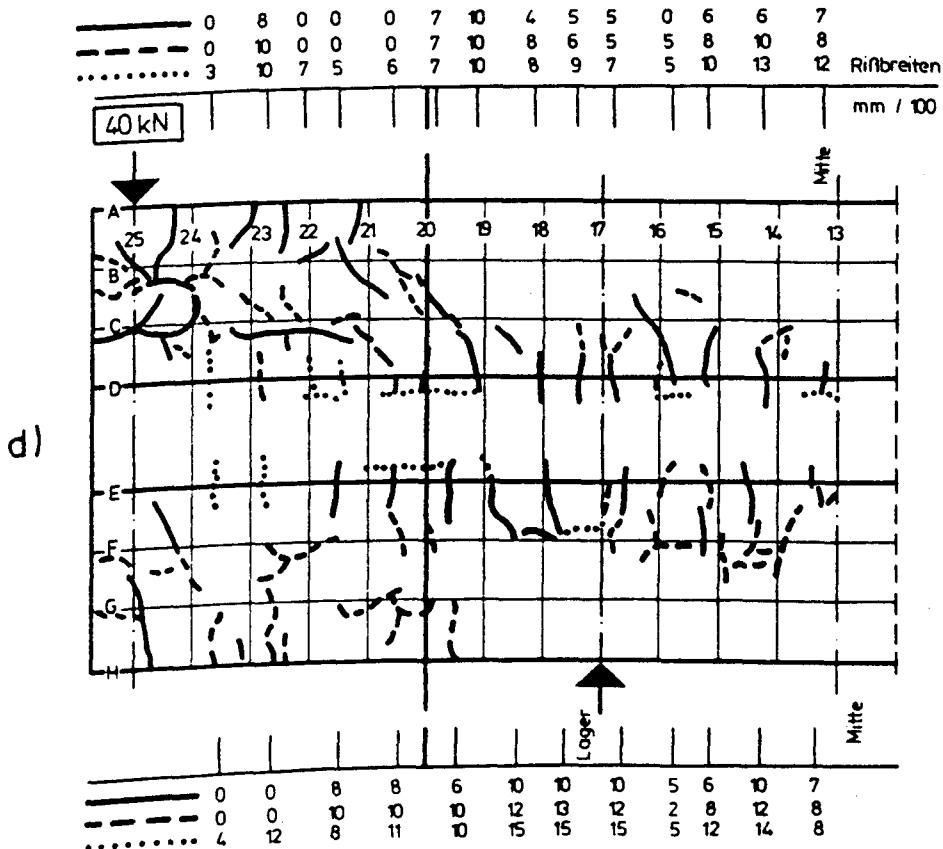
- Erstbelastung
- 10<sup>5</sup> Lastwechsel
- ..... Dauerlast + 3,5 · 10<sup>5</sup> LW



Dü - Na

max w	w <sub>m</sub>
0,15	0,10
0,16	0,12

[ mm ]



Na

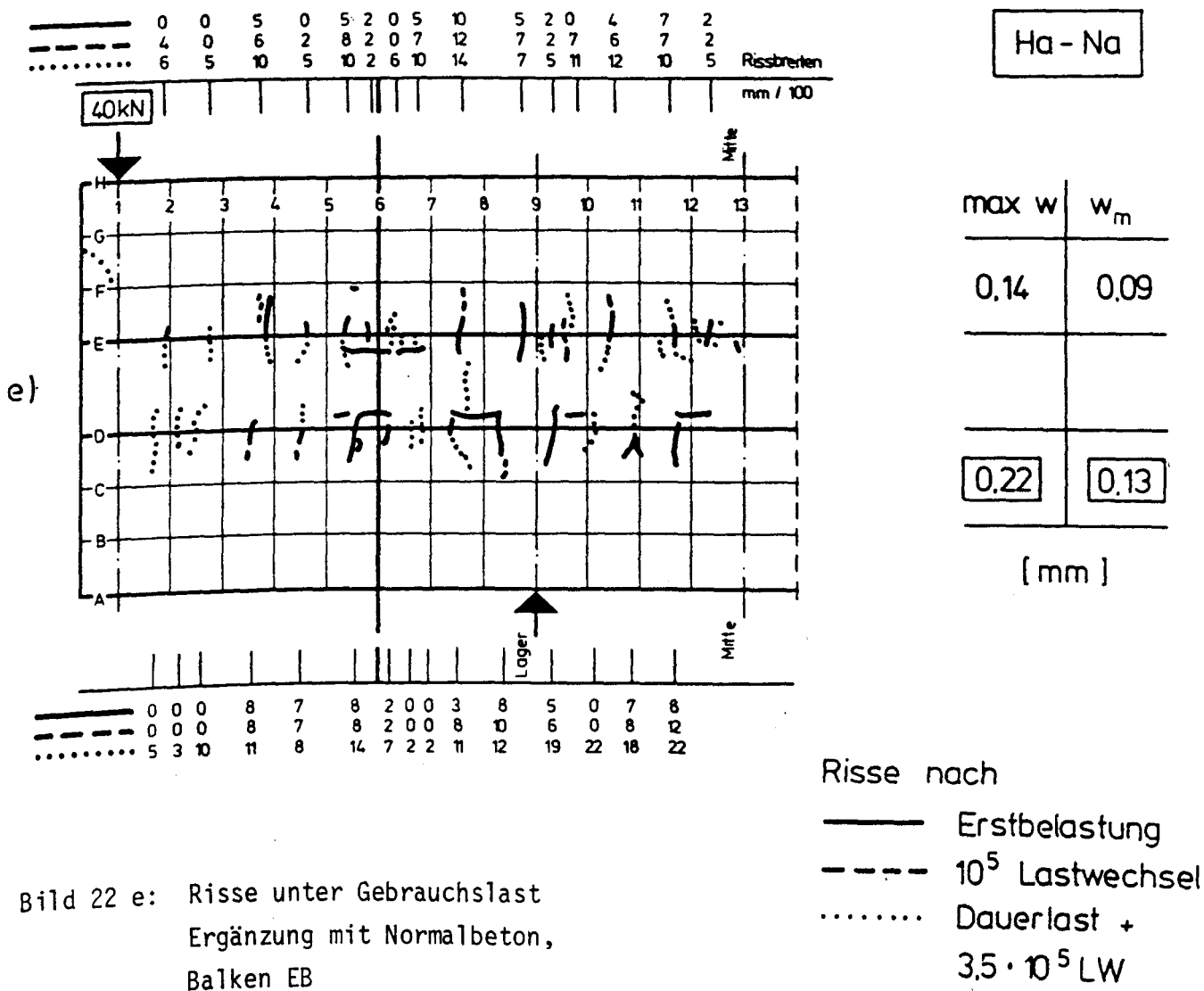
max w	w <sub>m</sub>
0,13	0,09
0,15	0,12

[ mm ]

Bilder 22 c und d: Risse unter Gebrauchslast,  
Ergänzung mit Normalbeton,  
Balken EC

Risse nach

- Erstbelastung
- - -  $10^5$  Lastwechsel
- ..... Dauerlast +  $3,5 \cdot 10^5$  LW



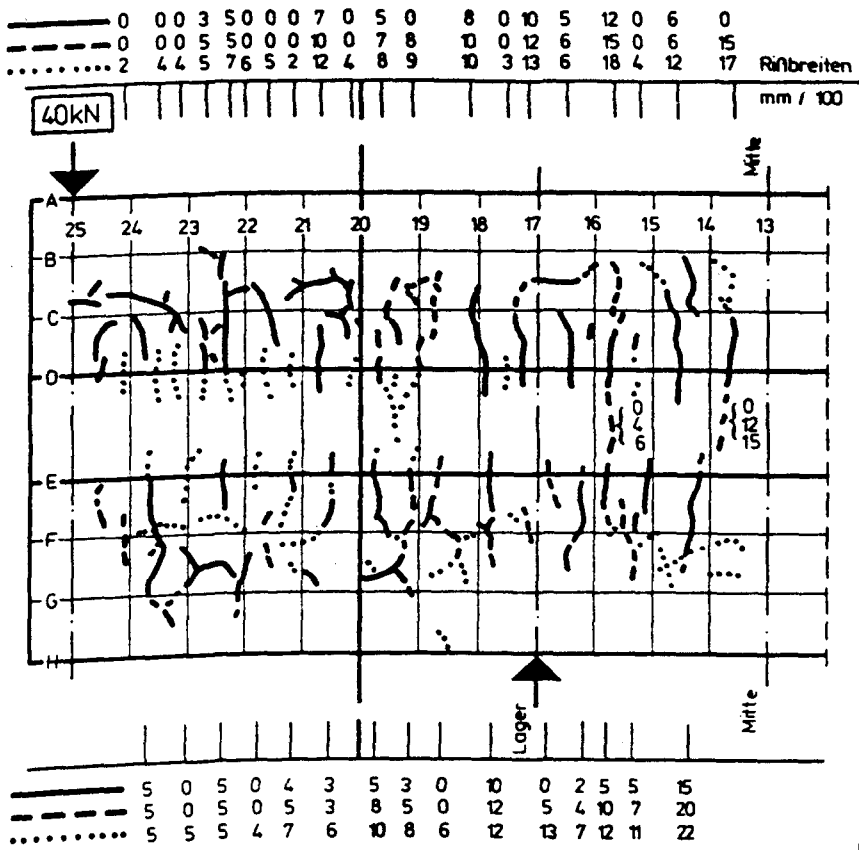
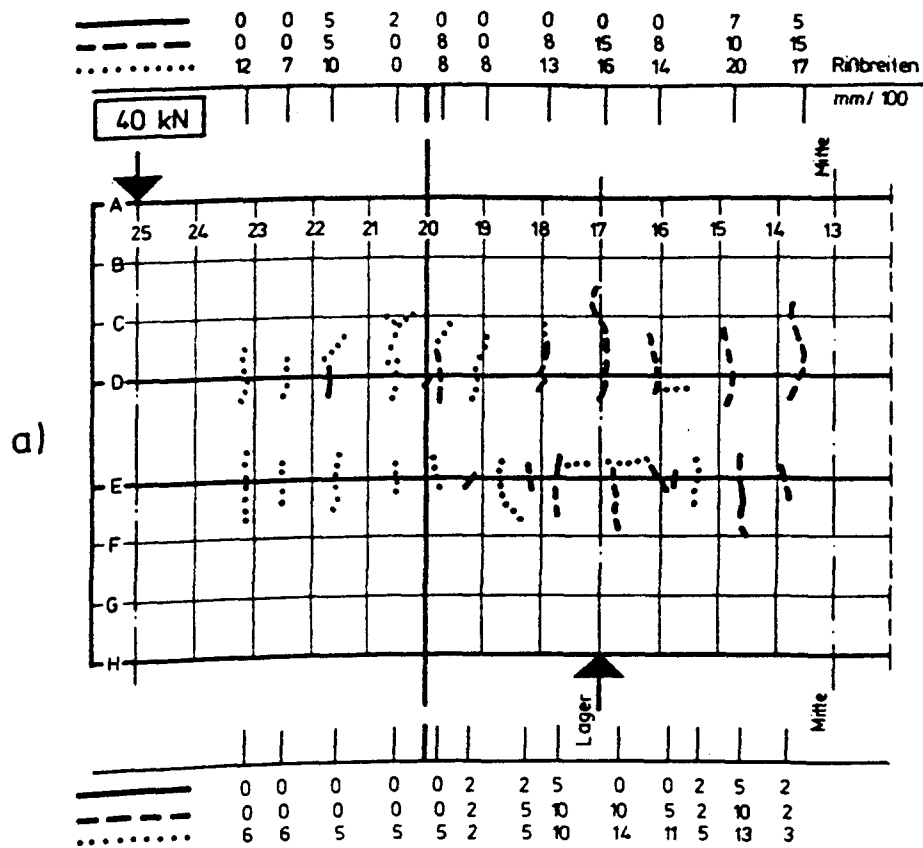


Bild 23: Risse unter Gebrauchslast  
Ergänzung mit Trockenbeton,  
Balken EB

Risse nach

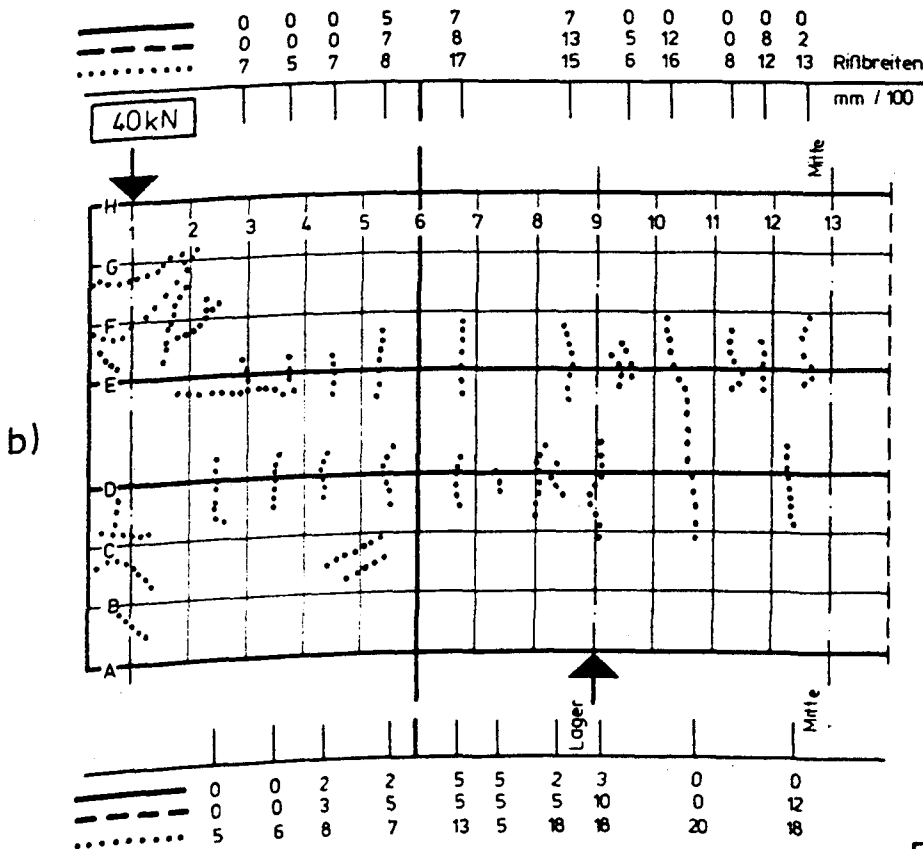
- Erstbelastung
- - -  $10^5$  Lastwechsel
- ..... Dauerlast +  $3,5 \cdot 10^5$  LW



a)

Na

max w	w <sub>m</sub>
0,20	0,14
0,14	0,08
[ mm ]	



b)

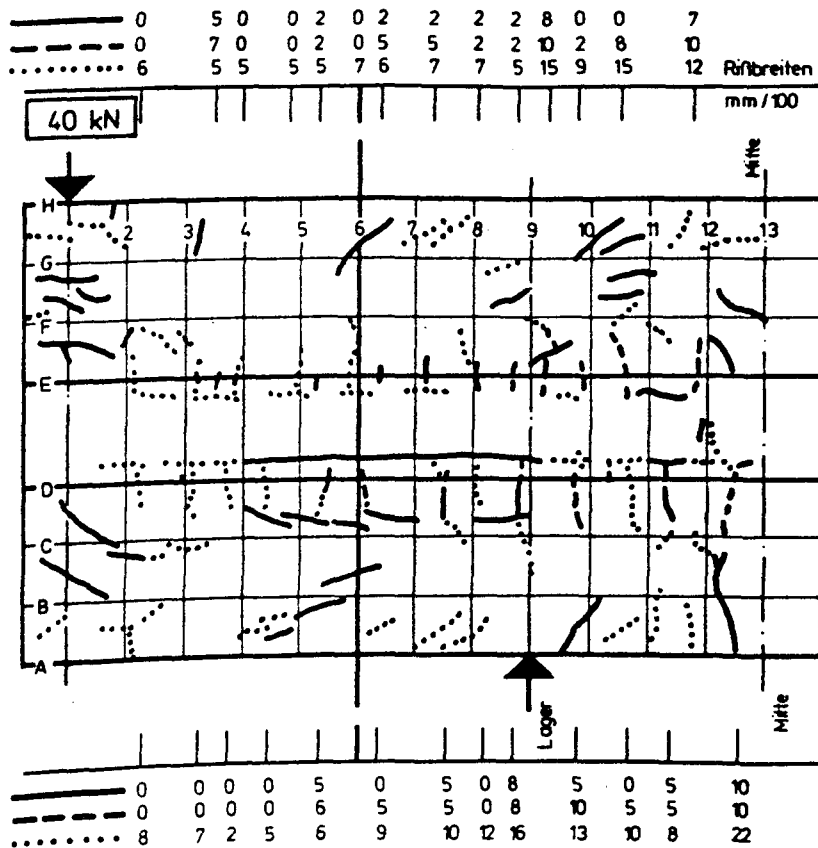
Ha - Na

max w	w <sub>m</sub>
0,17	0,12
0,20	0,15
[ mm ]	

Bilder 24 a und b: Risse unter Gebrauchslast  
Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton (PCC 1)  
Dispersion: Styrol-Butadien,  
Balken EE

Risse nach

- Erstbelastung
- - - 10<sup>5</sup> Lastwechsel
- ..... Dauerlast + 3,5 · 10<sup>5</sup> LW

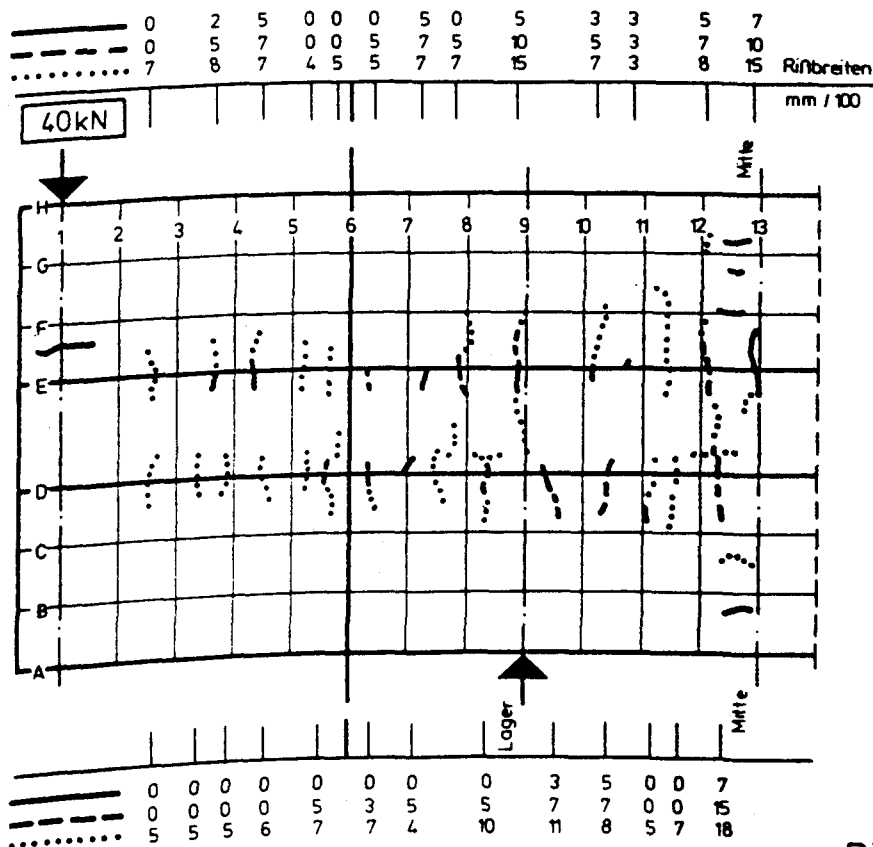


Ha

max w	w <sub>m</sub>
0,15	0,09
0,22	0,13

[ mm ]

c)



Ha - Dü - Ne - Na

max w	w <sub>m</sub>
0,15	0,08
0,18	0,09

[ mm ]

d)

Bilder 24 c und d: Risse unter Gebrauchslast

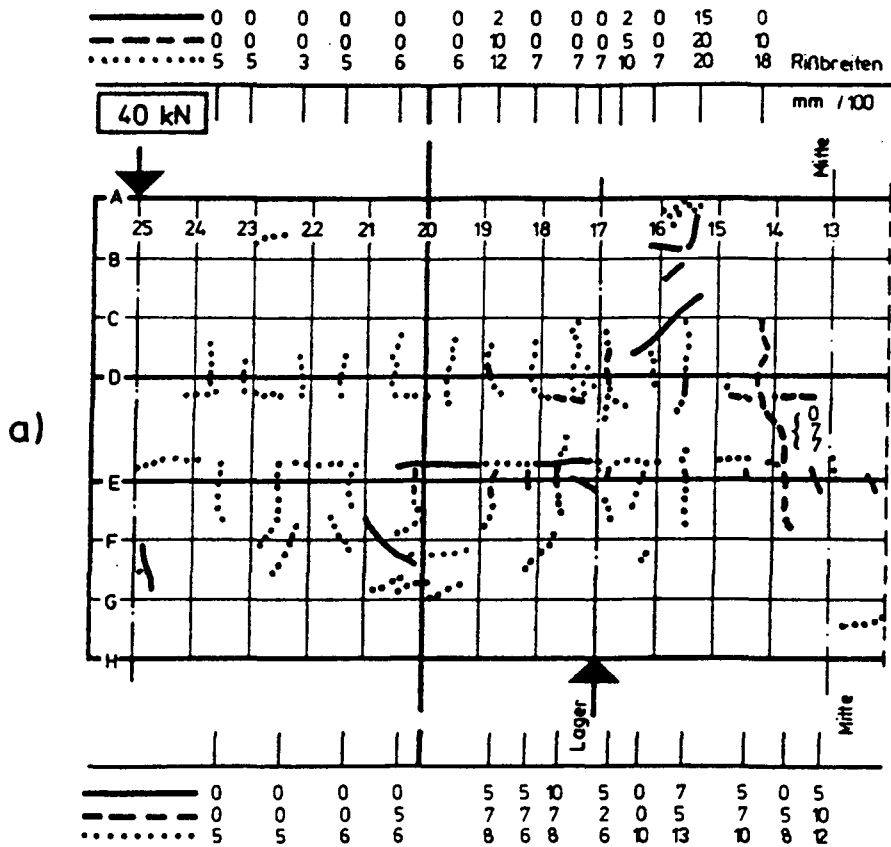
Ergänzung mit polymermodifiziertem  
 Beton (PCC 1)  
 Dispersion: Styrol-Butadien

c): Balken EG  
 d): Balken ED

Risse nach

— Erstbelastung  
 --- 10<sup>5</sup> Lastwechsel  
 ..... Dauerlast +  
 3,5 · 10<sup>5</sup> LW

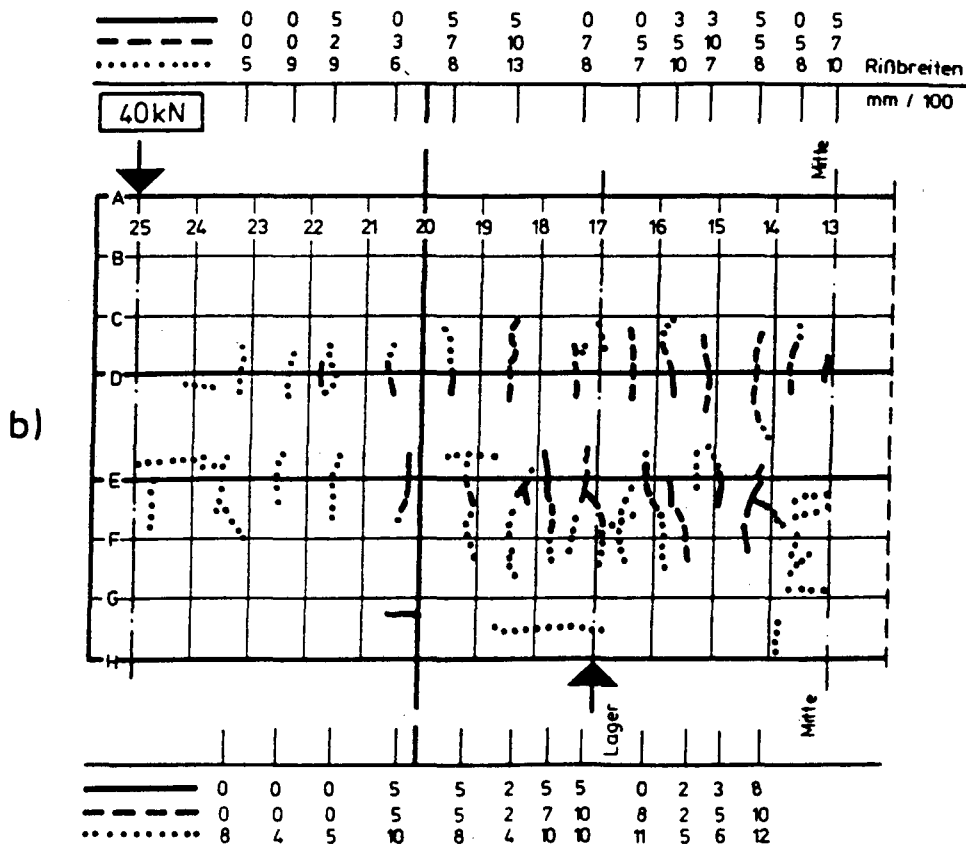




Ha

max w	w <sub>m</sub>
0,20	0,11
0,07	0,07
0,13	0,09

[ mm ]



Ha - Dü - Ne - Na

max w	w <sub>m</sub>
0,13	0,09
0,12	0,08

[ mm ]

Bilder 25 a und b: Risse unter Gebrauchslast

Ergänzung mit polymermodifiziertem  
Beton (PCC 2)

Dispersion: Acrylharzbasis

a): Balken EG

b): Balken ED

Risse nach

- Erstbelastung
- - - 10<sup>5</sup> Lastwechsel
- ..... Dauerlast +  
3,5 · 10<sup>5</sup> LW

Ergänzungsmaterial	Parameter	Bei Erstlast F = 40 kN		Nach 10 <sup>5</sup> LW		Nach Dauerlast und weiteren 3,5 10 <sup>5</sup> LW		
		N	max w mm	N	max w mm	N	w <sub>m</sub> mm	max w mm
Vergleichsbalken	-	0	-	2	0,12	4÷5	0,11	0,15
	-	0	-	2	0,10	5÷6	0,11	0,12
Spritzbeton	Dü-Ne-Na	0	-	8	0,10	8	0,09	0,12
	Na	1	0,08	6÷7	0,12	7	0,11	0,15
Normalbeton	Dü-Ne-Na	9	0,08	12	0,10	13	0,09	0,14
	Dü-Ne	8÷9	0,12	9÷10	0,15	11÷12	0,11	0,18
	Dü-Na	7÷8	0,12	7÷8	0,15	8÷9	0,12	0,16
	Na	8	0,10	8÷9	0,13	8÷9	0,12	0,15
	Ha-Na	6÷7	0,10	6÷8	0,12	9	0,13	0,22
Trockenbeton	Ha-Na	6÷7	0,15	8	0,20	9÷10	0,11	0,22
PCC 1	Na	2÷5	0,07	6÷8	0,15	7÷9	0,11	0,20
	Ha-Na	2÷4	0,07	5÷6	0,13	6÷7	0,15	0,20
	Ha	5÷6	0,10	7÷8	0,10	8÷9	0,13	0,22
	Ha-Dü-Ne-Na	3÷6	0,07	6÷8	0,15	8÷9	0,09	0,18
PCC 2	Ha	3÷7	0,15	4÷8	0,20	8÷9	0,11	0,20
	Ha-Dü-Ne-Na	6÷7	0,08	8÷9	0,10	8÷9	0,09	0,13

#### Bezeichnungen:

LW : Lastwechsel

N : Anzahl der Risse  
im Ergänzungsmaterial

maxw: maximale Rißbreite

w<sub>m</sub> : mittlere Rißbreite

Ha : Haftbrücke

Dü : Dübel

Ne : Netzbewehrung

Na : Nachbehandlung

Tabelle 8: Rißanzahl in einem abgegrenzten Bereich, mittlere und maximale Rißbreite

Unabhängig vom gewählten Ergänzungsmaterial ergaben sich jeweils die geringsten Rißbreiten, wenn der Ergänzungsbeton netzbewehrt und angedübelt war. Dieser Fall wurde mit Trockenbeton nicht untersucht; ohne Bewehrung waren dort mit die größten Rißbreiten zu verzeichnen, wobei die mittlere Rißbreite allerdings jener des Vergleichsbalkens entsprach. Ein theoretisch vorstellbarer ungünstiger Einfluß der Dübel auf die Rißbildung wegen der punktuell starren Verbindung von Ergänzungs- und Kernbeton war bei keiner Materialart festzustellen.

Während die Durchführung von Nachbehandlungsmaßnahmen stets etwas geringere Breiten der Biegezugrisse nach sich zog, war eine entsprechende Verbesserung durch Anordnung einer Haftbrücke zumindest nicht einheitlich festzustellen.

Neben den Biegezugrissen im Ergänzungsbeton waren - mit Ausnahme von Spritz- und Trockenbeton - bei allen anderen Ergänzungsmaterialien, je nach Parameterkombination mehr oder weniger ausgeprägt, auch Risse parallel zu den Haftpugen zu vermerken. Bei Ergänzung mit Normalbeton waren sie nur in geringem Umfang festzustellen, am stärksten aber eindeutig in dem Fall, bei dem mit Haftbrücke anbetoniert worden war (Bild 22 e). Bei Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton PCC 1 oder PCC 2 war die Rißbildung parallel zur Haftpuge ebenfalls gering, mit Ausnahme der beiden Fälle, wo das Ergänzungsmaterial mit Haftbrücke und ohne Nachbehandlung aufgetragen worden war. Diese zeigten deutliche Rißbildung parallel zur Haftpuge; mit PCC 1 war dabei die Länge der Ablösungen größer als mit PCC 2. Insgesamt war auch bei polymermodifizierten Betonen ein günstiger Einfluß von Netzbewehrung und Dübeln sowie der Nachbehandlung zu verzeichnen.

In einem Fall waren bei Normalbetonergänzung trotz Nachbehandlung auch andere Risse als Biegerisse und die zuvor erwähnten Ablösungen zu verzeichnen (Bild 22 d). Die Netzzißbildung im Bereich des Balkenendes war z.T. bereits beim Ausschalen vorhanden. Es handelt sich offenbar um besonders starke Schrumpfrißbildung, ausgelöst durch nicht ordnungsgemäße Betätigung eines Schalungsrüttlerpaares. Die Biegezugzone des Balkens befand sich beim Betonieren unten, so daß sich dort die Fehler beim Verdichten nicht erkennbar auswirkten. Unter dem Einfluß behinderten Schwindens während der Schwell- und Dauerlastphasen taten sich am Biegedruckrand und in mittlerer Bal-

kenhöhe weitere Netzrisse auf bzw. die vorhandenen Risse verlängerten sich (Bild 22 d).

Netzrisse waren außerdem bei der Ergänzung mit Trockenbeton von Anfang an vorhanden oder sie entstanden während der Schwell- und Dauerlastphasen. Auffällig war dabei die Beschränkung auf den mittleren Bereich der Balkenhöhe bzw. das Abklingen der Netzrißbildung in den Balkenrandzonen mit vergleichsweise größeren Biegezug- und Biegedruckspannungen. Die Rißbildung war auf ganzer Länge der Trockenbetonergänzung von vergleichbarem Ausmaß (Bild 23), und insofern ist, anders als im vorerwähnten Fall bei Normalbetonergänzung (Bild 22 d), die Ursache vermutlich im speziellen Materialverhalten des Trockenbetons zu suchen. In Abschn. 3.5.2.4 wurde herausgestellt, daß der Trockenbeton mit einem etwa 20 % größeren Wassergehalt als die anderen Ergänzungsbetone verarbeitet wurde. Dieser hohe Wassergehalt ist sicherlich eine wesentliche Ursache der Netzrißbildung. Wasserreicher Beton schwindet vergleichsweise stärker und hat außerdem eine geringere Zugfestigkeit bzw. einen geringeren Widerstand gegen die Aufnahme von Spannungen aus Behinderung des Schwindens durch den Kernbeton. In den Randzonen werden die Schwindspannungen von Lastspannungen überlagert, so daß am Druckrand keine Risse und am Zugrand nur Risse senkrecht zum Rand entstehen.

Es wurde nur eine Ergänzung mit Trockenbeton mit Haftbrücke untersucht. Aus den folgenden Ausführungen über Netzrißbildung bei polymermodifizierten Betonen ist ableitbar, daß ohne Haftbrücke das Ausmaß der Netzrisse vermutlich kleiner gewesen wäre.

Bei polymermodifiziertem Beton PCC 1 waren Netzrisse nur im Zusammenhang mit einer Haftbrücke zu verzeichnen; sofern nachbehandelt wurde, waren sie weniger zahlreich (vgl. Bilder 24 b und c). Eine zusätzliche Anordnung von Netzbewehrung und Dübeln im Ergänzungsbeton wirkte sich ebenfalls gegen die Tendenz zur Bildung von Netzrisen aus. Ohne Haftbrücke waren mit PCC-1-Ergänzung keine ungerichteten Risse zu erkennen, was wohl am deutlichsten auf einen negativen Einfluß der Haftbrücke hinweist.

Bei den nur mit Haftbrücke untersuchten Ergänzungen aus PCC 2 waren ähnliche Tendenzen wie bei PCC 1 zu erkennen. Die Gefahr der Bildung von Netzsrisen ist jedoch offenkundig bei PCC 2 vergleichsweise kleiner.

### 7.2.2 Risse unter Bruchlast

#### 7.2.2.1 Allgemeines

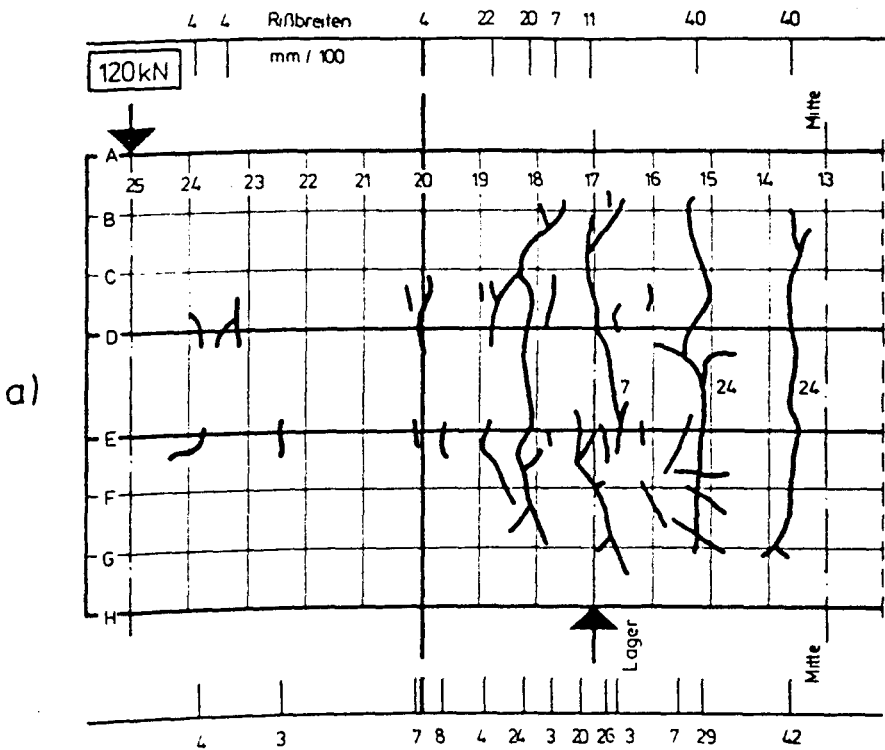
Die Bilder 26 bis 31 zeigen Rißverlauf und Rißbreiten unter 3,0-facher Gebrauchslast, d. h. bei äußeren Lasten  $F = 120 \text{ kN}$ . Die über Risse hinweg gemessene mittlere Dehnung am Biegezugrand des Vergleichsbalkens betrug dabei  $3 \text{ ‰}$  (vgl. Bild 40), d. h. die Betonstahlbewehrung war über die Streckgrenze hinaus gedehnt.

In diesem Beanspruchungszustand sind die Rißbilder wegen der Uneinheitlichkeit der Rißlage und damit auch der Plastizierung der Bewehrungsstäbe zumindest quantitativ nur bedingt vergleichbar. Es lassen sich jedoch einige Tendenzen erkennen.

#### 7.2.2.2 Vergleichsbalken

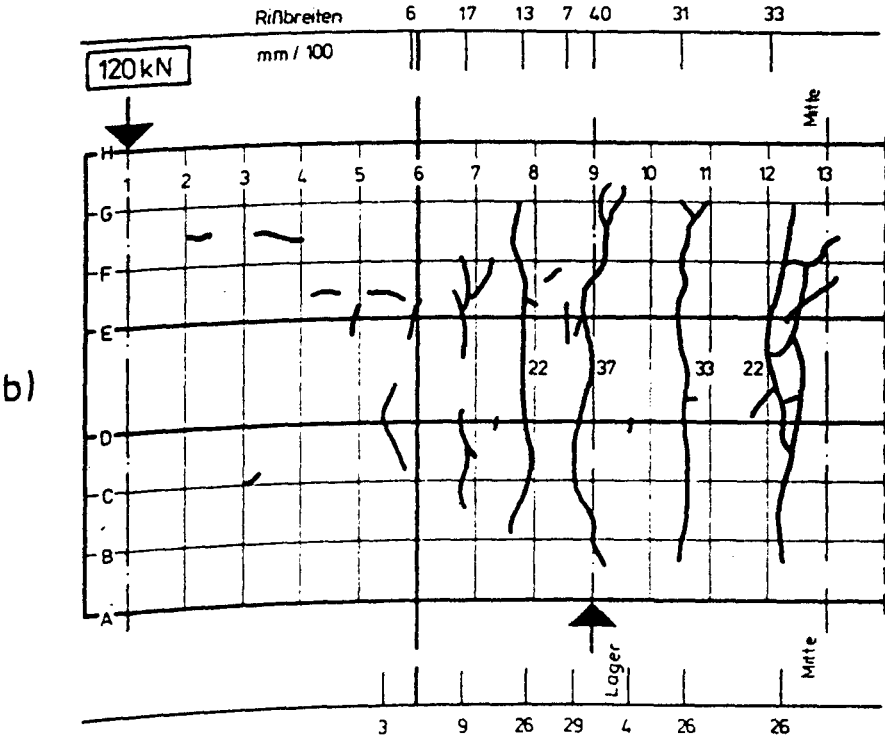
Beim Vergleichsbalken (Bilder 26 a und b) ist neben einigen auf ganzer Querschnittsbreite durchgehenden Rissen eine Anzahl von Anrissen an den beiden Kanten des Biegezugrandes zu verzeichnen. Ihre Ursache ist einerseits in der dort geringeren Biegezugfestigkeit infolge vergleichsweise schlechterer Betonverdichtung und stärkerem Schwinden zu suchen. Als zweiter Grund solcher Eckanrisse ist der dort geringere Vorspanngrad dieser von der Spanngliedachse am weitesten entfernten Balkenbereiche anzusehen. Die Bewehrung plastiziert nur im Bereich durchgehender Risse und entsprechend wurden solche Risse wesentlich breiter ( $\leq 0,42 \text{ mm}$ ) als die Eckanrisse ( $\leq 0,20 \text{ mm}$ ).

Überträgt man diese Beobachtungen am Vergleichsbalken auf die ergänzten Balken, so ist auch dort die Ursache von Eckanrissen nicht ausschließlich im Ergänzungsmaterial zu sehen, sondern sie ist



max w	w <sub>m</sub>
0,40	0,23
0,24	0,18
0,42	0,17

[ mm ]

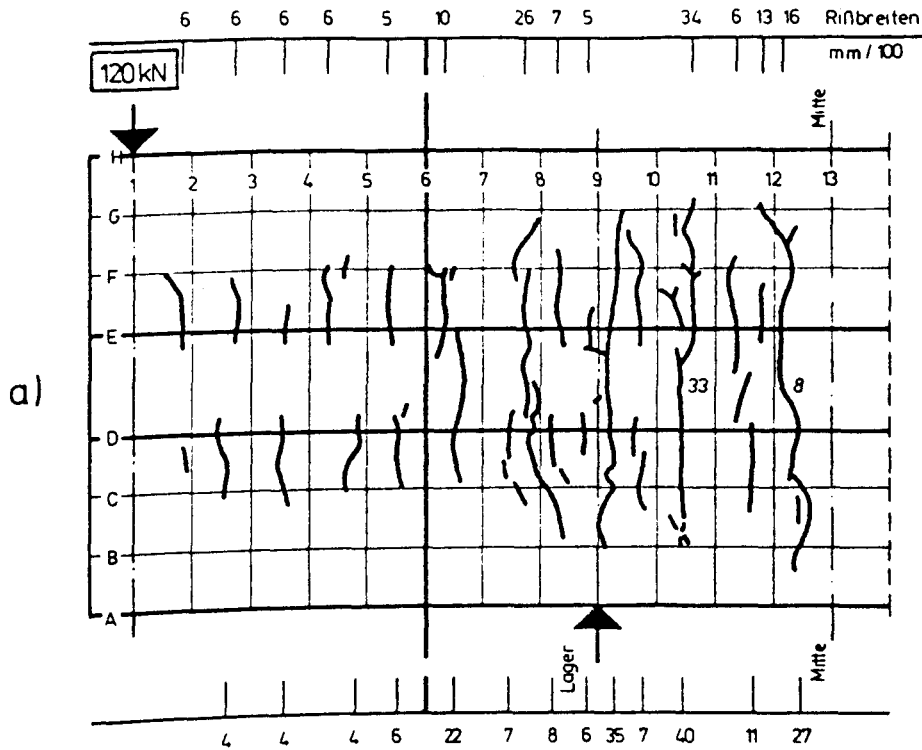


max w	w <sub>m</sub>
0,40	0,24
0,37	0,29
0,29	0,20

[ mm ]

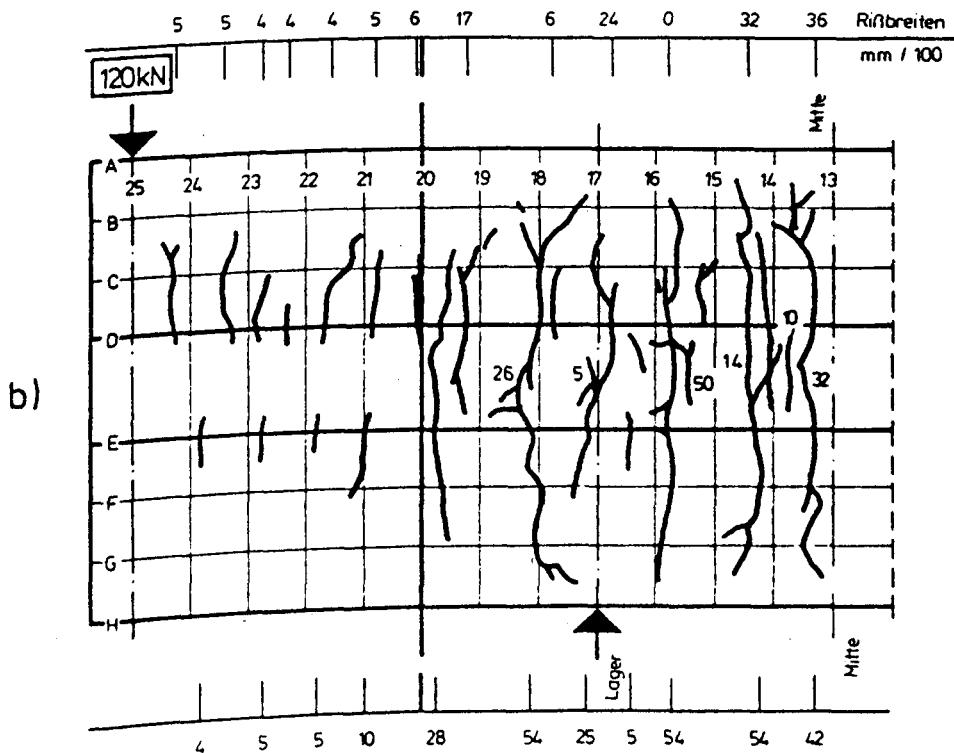
Bilder 26 a und b: Risse unter definierter Bruchlast  
Vergleichsbalken E0

Dü - Ne - Na



max w	w <sub>m</sub>
0,34	0,15
0,33	0,21
0,40	0,18

[ mm ]

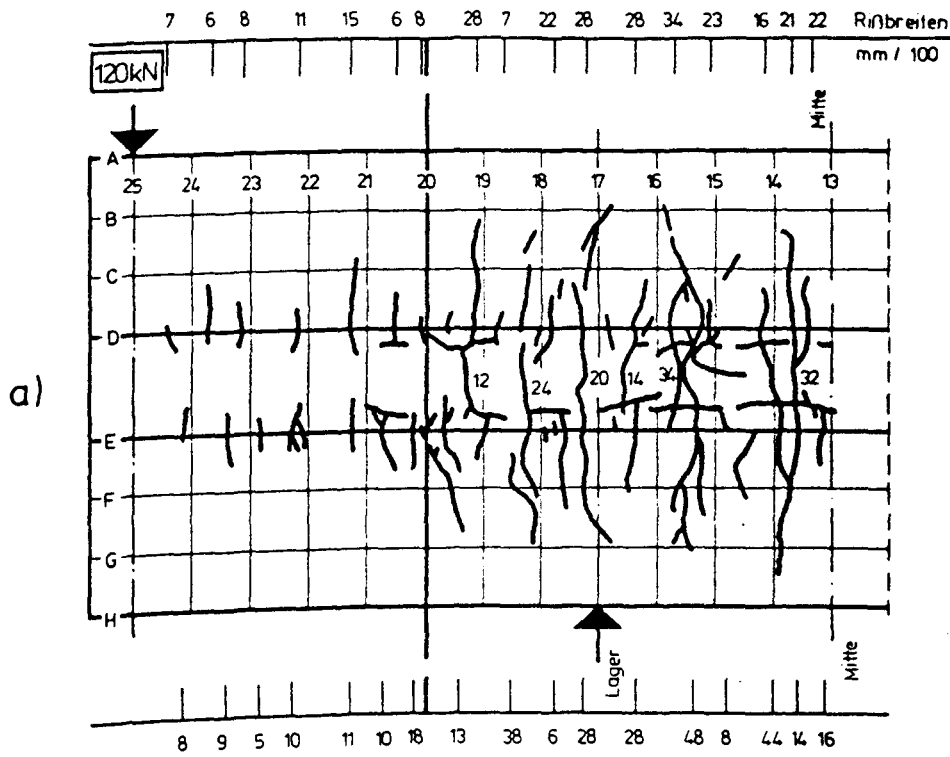


Na

max w	w <sub>m</sub>
0,36	0,23
0,50	0,23
0,54	0,37

[ mm ]

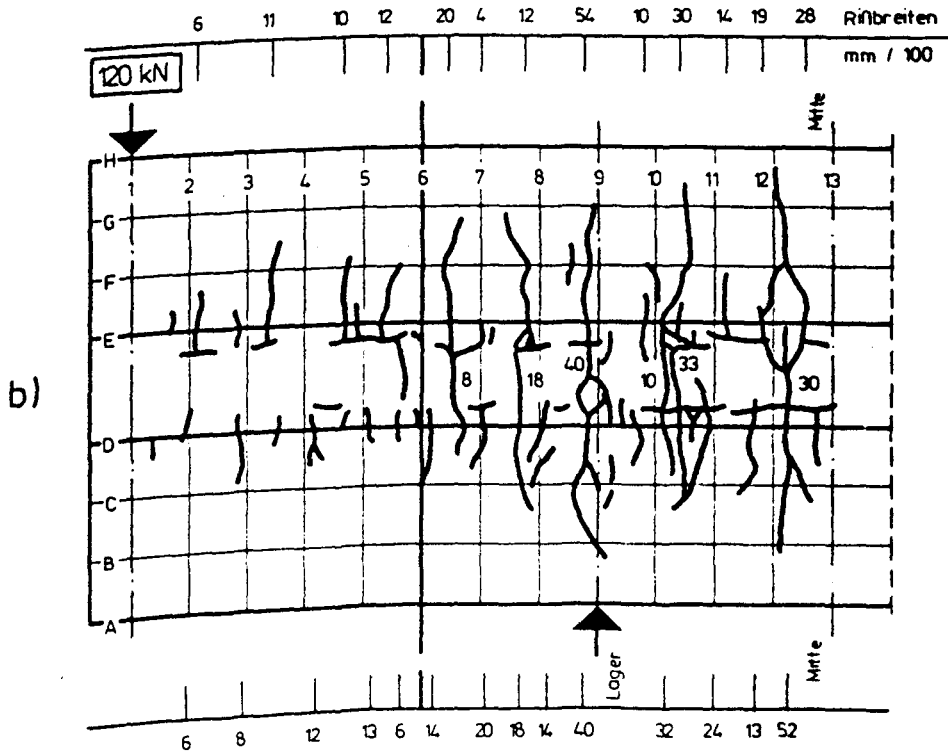
Bilder 27 a und b: Risse unter definierter Bruchlast  
Ergänzung mit Spritzbeton, Balken EF



Dü-Ne-Na

max w	w <sub>m</sub>
0,34	0,22
0,34	0,23
0,44	0,24

[ mm ]



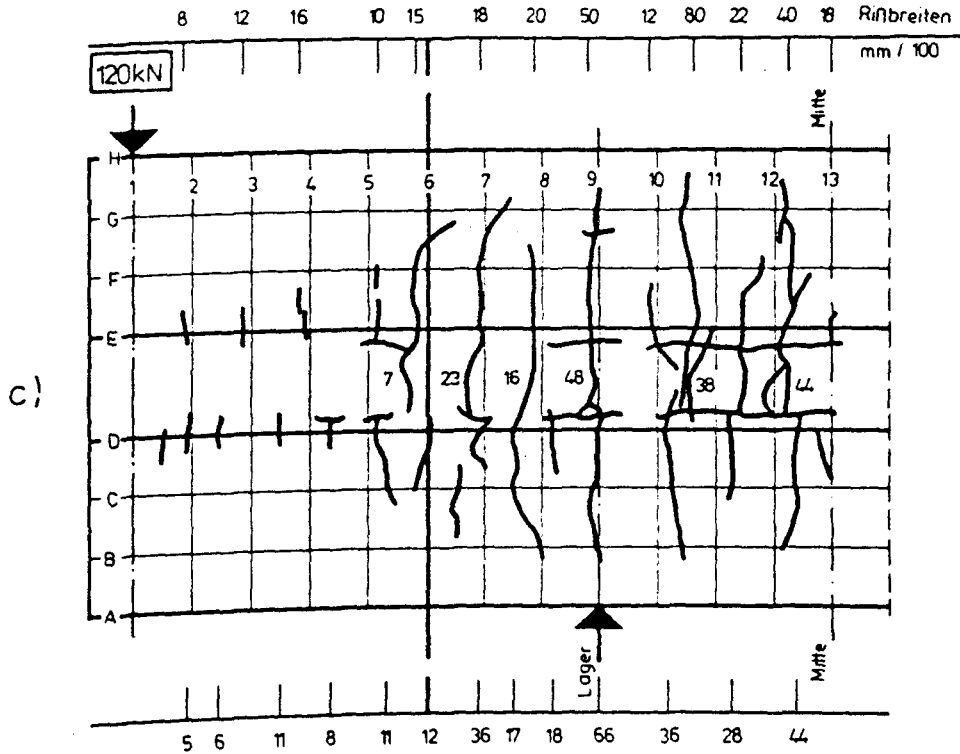
Dü-Ne

max w	w <sub>m</sub>
0,54	0,21
0,40	0,23
0,52	0,25

[ mm ]

Bilder 28 a und b: Risse unter definierter Bruchlast  
Ergänzung mit Normalbeton, Balken EA

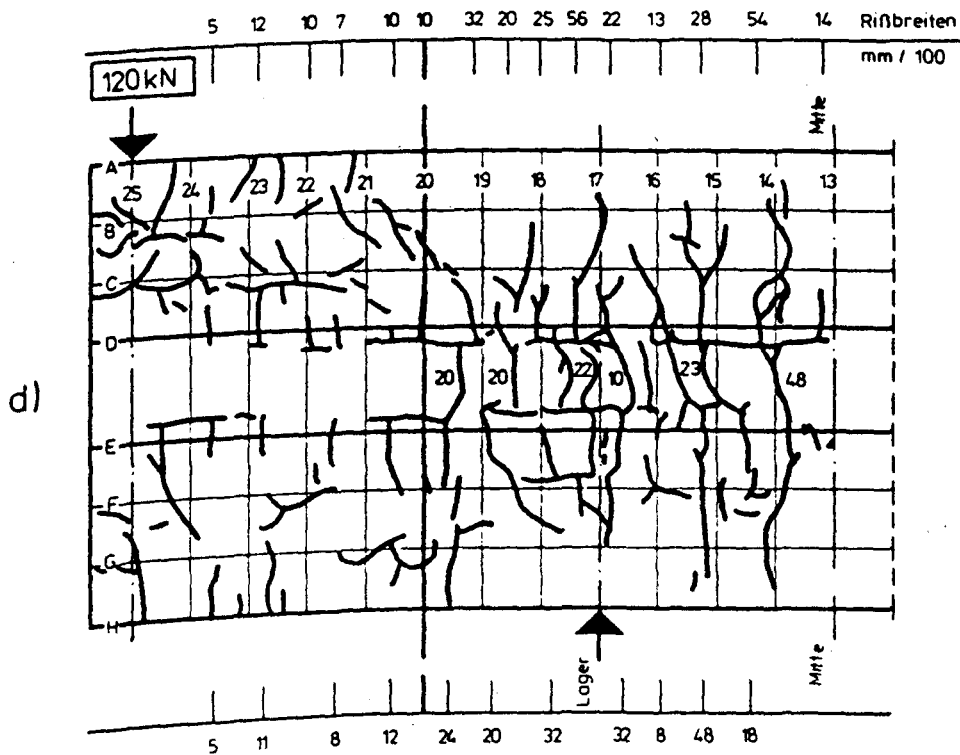




DÜ-Na

max w	w <sub>m</sub>
0,50	0,33
0,48	0,34
0,66	0,32

[ mm ]



Na

max w	w <sub>m</sub>
0,56	0,27
0,48	0,24
0,48	0,26

[ mm ]

Bilder 28 c und d: Risse unter definierter Bruchlast  
Ergänzung mit Normalbeton, Balken EC

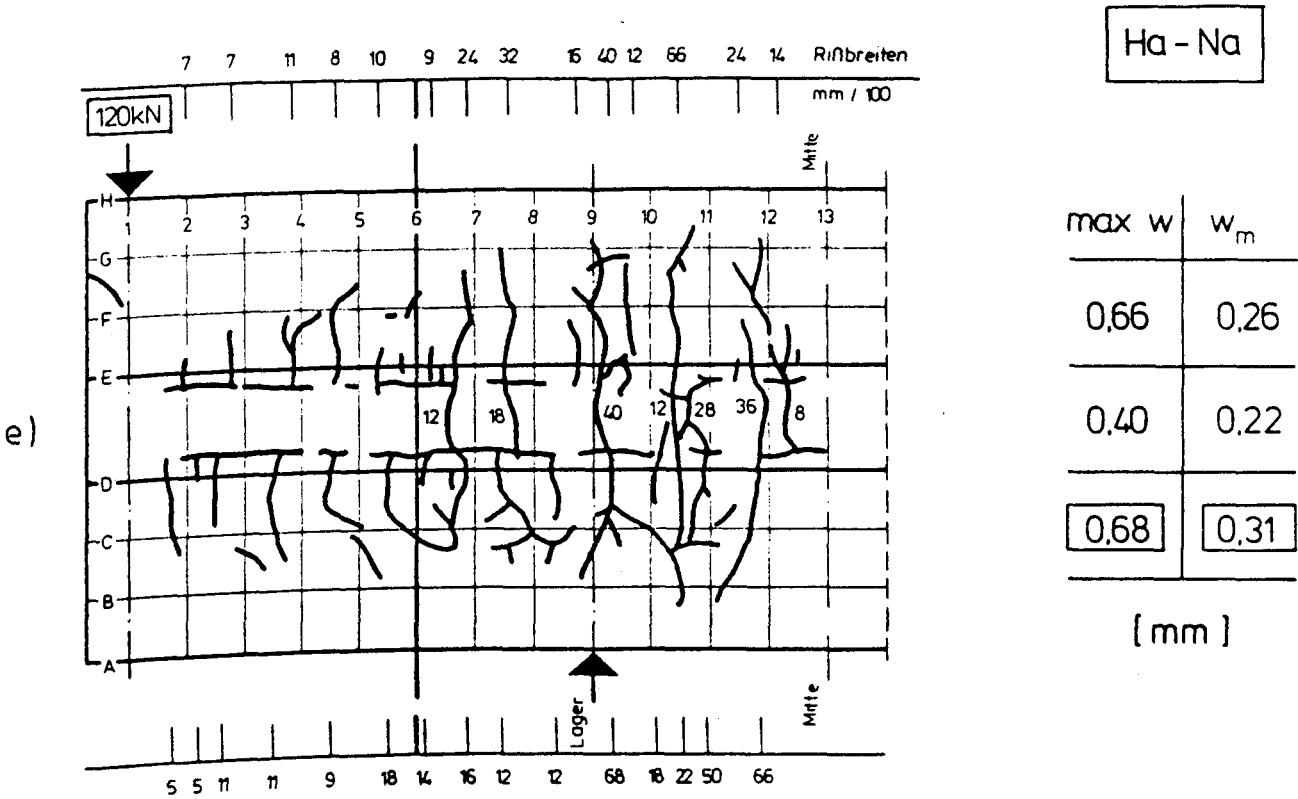
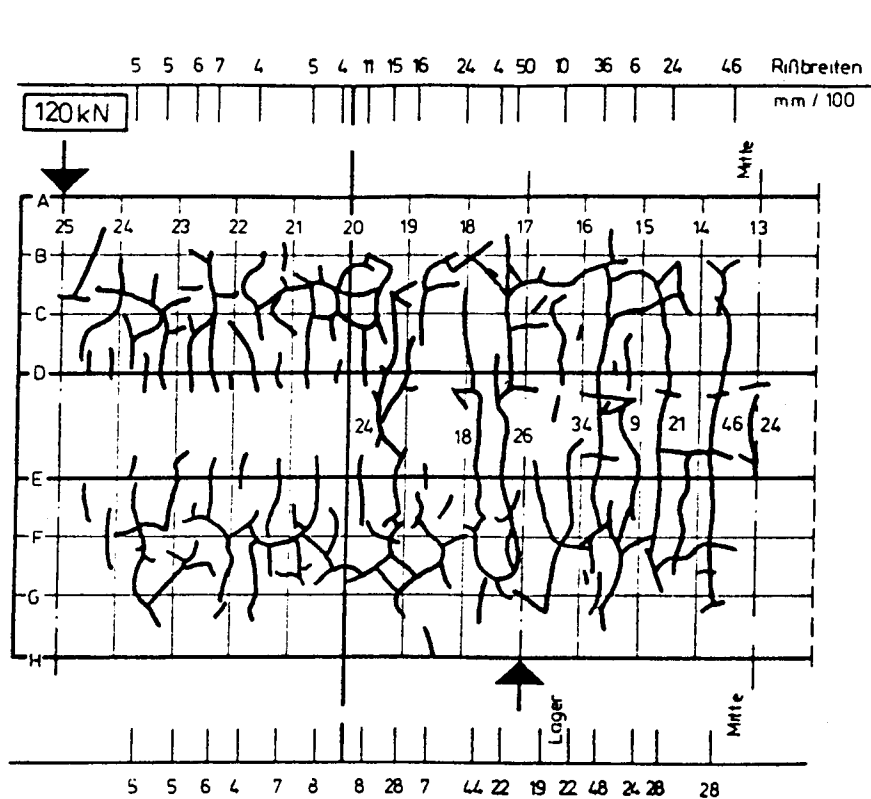


Bild 28 e: Risse unter definierter Bruchlast  
Ergänzung mit Normalbeton, Balken EB



Ha - Na

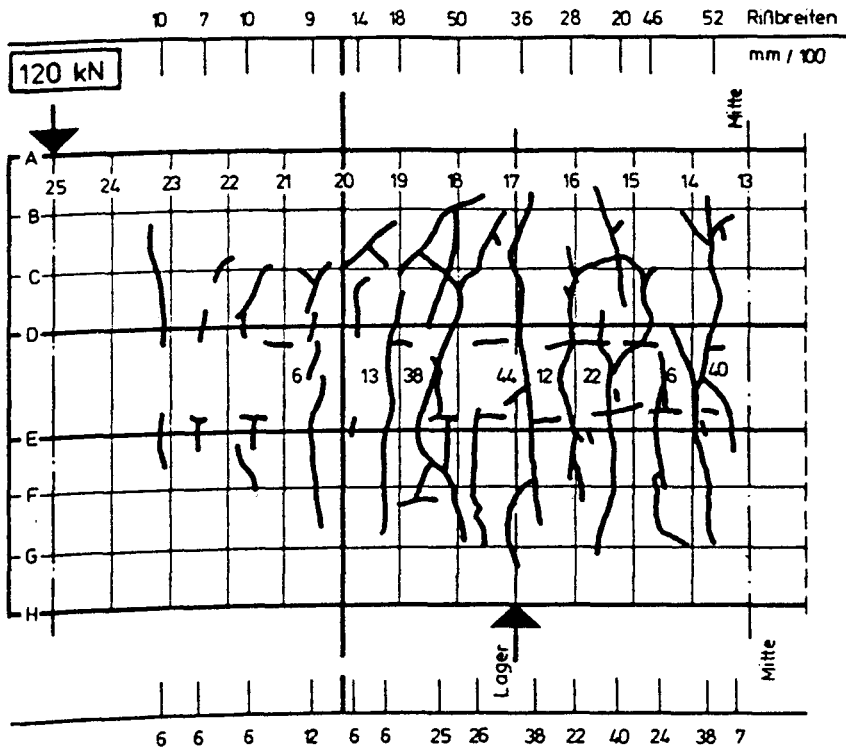
max w	w <sub>m</sub>
0.50	0.22
0.46	0.25
0.48	0.25

[ mm ]

Bild 29: Risse unter definierter Bruchlast  
Ergänzung mit Trockenbeton, Balken EB

Na

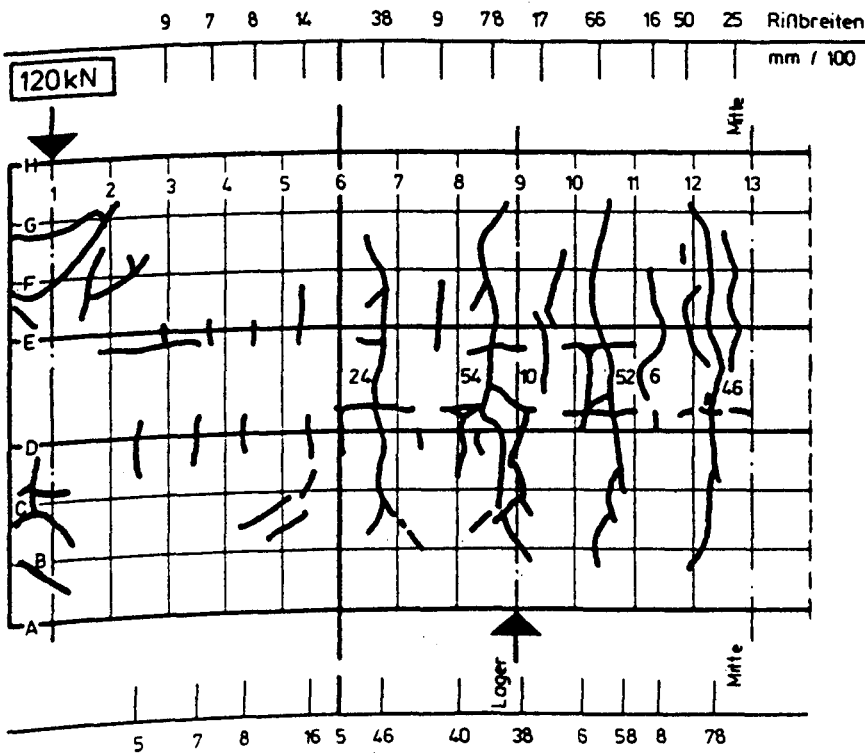
a)



max w	w <sub>m</sub>
0.52	0.33
0.44	0.25
0.40	0.23

[ mm ]

b)



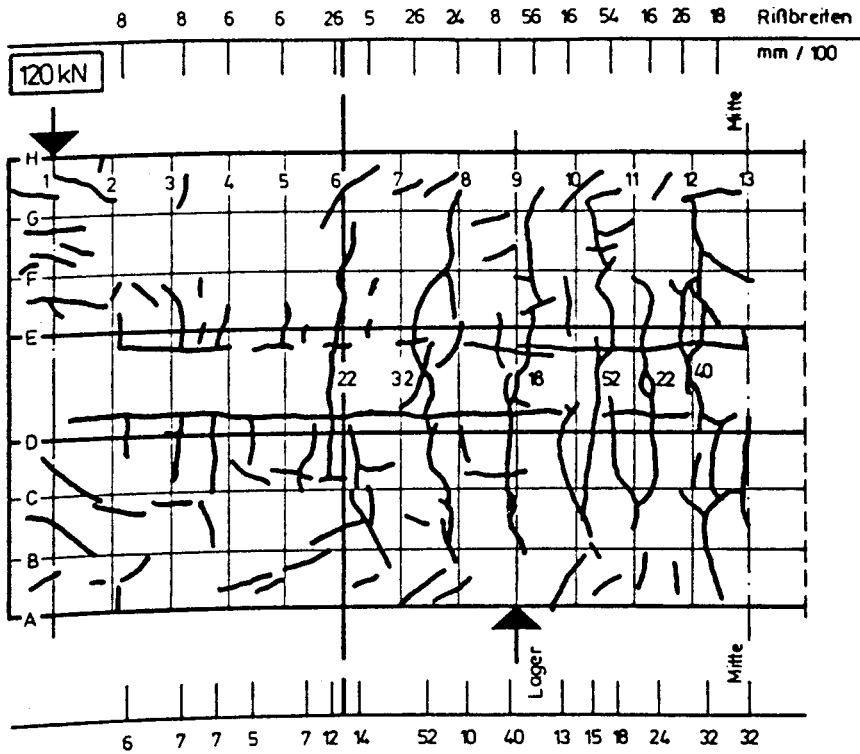
max w	w <sub>m</sub>
0.78	0.37
0.54	0.32
0.78	0.35

[ mm ]

Bilder 30 a und b: Risse unter definierter Bruchlast  
 Ergänzung mit polymermodifiziertem  
 Beton (PCC 1)  
 Dispersion: Styrol-Butadien,  
 Balken EE

Ha

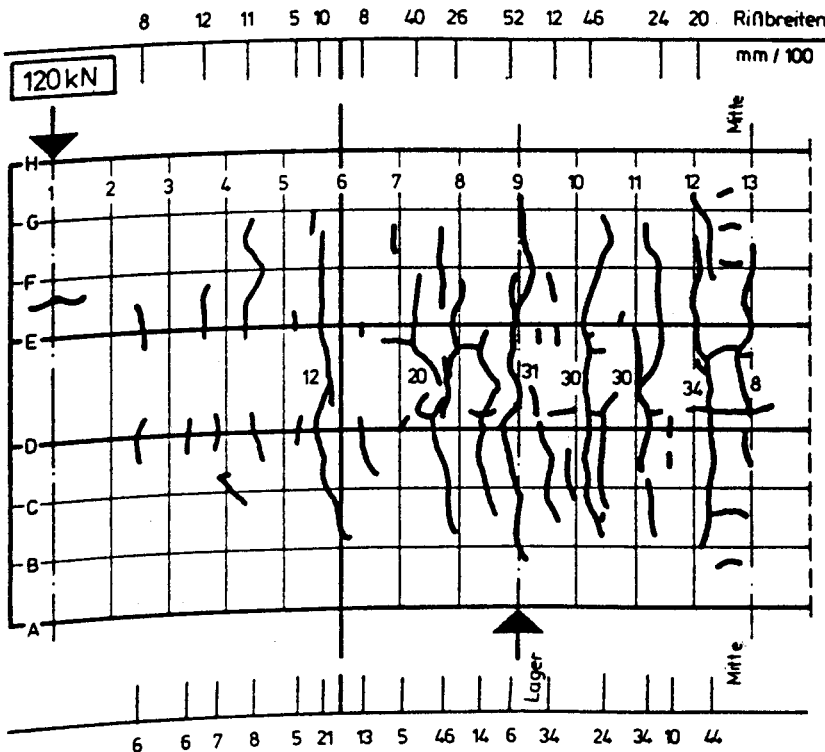
c)



max w	w <sub>m</sub>
0,56	0,25
0,52	0,31
0,52	0,21

[ mm ]

d)

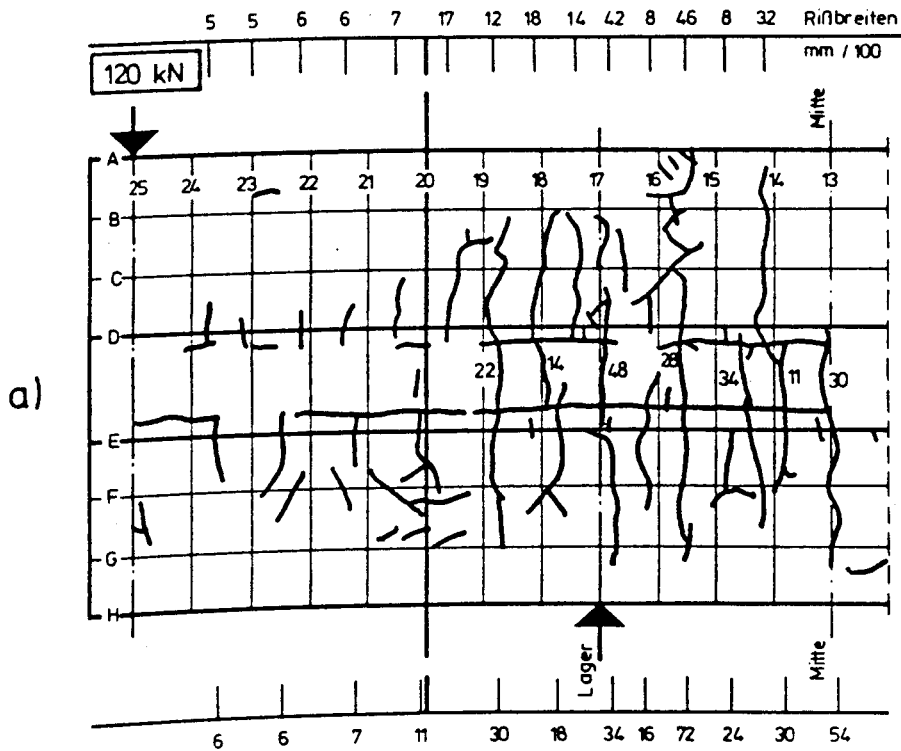


Ha - Dü - Ne - Na

max w	w <sub>m</sub>
0,52	0,29
0,34	0,26
0,46	0,23

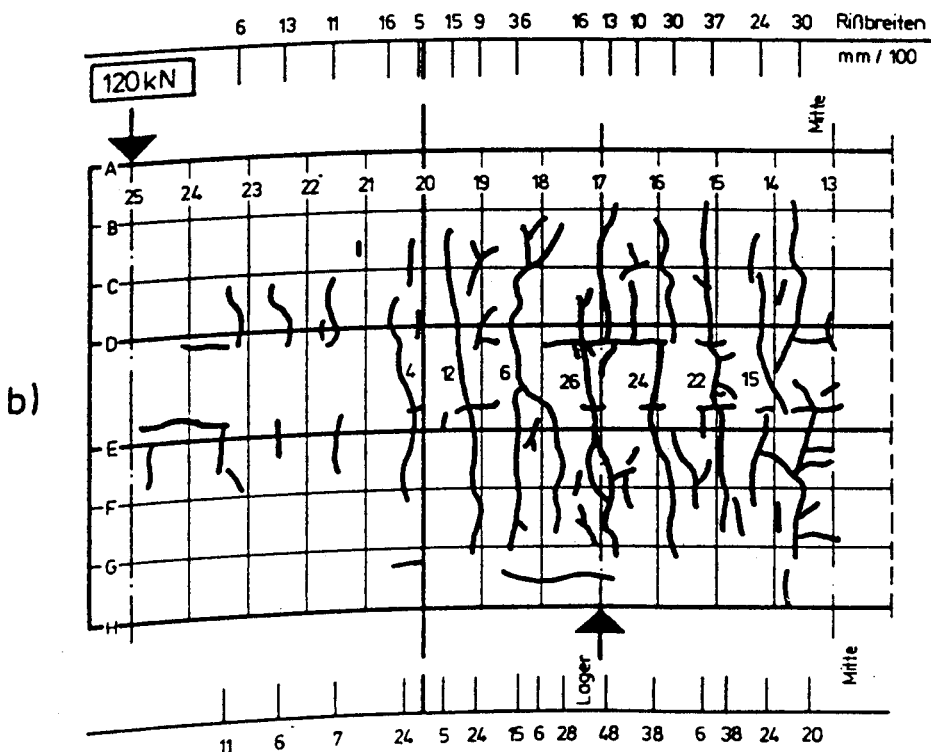
[ mm ]

Bilder 30 c und d: Risse unter definierter Bruchlast  
 Ergänzung mit polymermodifiziertem  
 Beton (PCC 1)  
 Dispersion: Styrol-Butadien,  
 c): Balken EG  
 d): Balken ED



Ha

max w	w <sub>m</sub>
0,46	0,22
0,48	0,27
<b>0,72</b>	<b>0,35</b>
[ mm ]	



Ha - Dü - Ne - Na

max w	w <sub>m</sub>
0,37	0,22
0,26	0,18
<b>0,48</b>	<b>0,23</b>
[ mm ]	

Bilder 31 a und b: Risse unter definierter Bruchlast  
 Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton (PCC 2)  
 Dispersion: Acrylharzbasis  
 a): Balken EG  
 b): Balken ED

z. T. zwangsläufig durch die geometrischen Verhältnisse bedingt. Sobald Risse entstehen, die auf ganzer Querschnittsbreite durchgehen, werden die Zugkräfte dort allein von der Bewehrung im Kernbeton übertragen. Die Ergänzungsbereiche zwischen durchgehenden Rissen werden dann nur noch deutlich unter der Betonzugfestigkeit beansprucht und entsprechend ändert sich die Breite von Eckanrissen nicht mehr wesentlich.

#### 7.2.2.3 Ergänzung aus Spritzbeton

Bei Spritzbetonergänzungen (Bilder 27 a und b) ist mit Dübel- und Netzbewehrung eine geringere Ausdehnung von Rissen in Richtung Biegedruckrand zu erkennen als bei unbewehrtem Spritzbeton. Des weiteren ist die maximale Rißbreite bei Spritzbeton mit Bewehrung merklich kleiner; sie beträgt 0,40 mm gegenüber 0,54 mm bei unbewehrtem Spritzbeton.

Hinweise auf nennenswerte Ablösungen des grundsätzlich nachbehandelten Spritzbetons vom Kernbeton waren weder bei bewehrtem noch bei unbewehrtem Spritzbeton zu erkennen. Die bei Laststeigerung über die Gebrauchslast hinaus entstehenden Risse im Kernbeton sind jeweils Fortsetzungen der breitesten unter Gebrauchslast im Spritzbeton entstandenen Risse. Die auf den Ergänzungsbeton beschränkten Risse nehmen mit steigender Last erwartungsgemäß unerheblich zu (vgl. Abschn. 7.2.2.2).

#### 7.2.2.4 Ergänzung aus Normalbeton

Durch Anordnung von Netzbewehrung im Ergänzungsbeton wird die Verästelung von Rissen und auch das Versetzen, d. h. das in dichtem Abstand erfolgende Auslaufen und Neubeginnen von Rissen (vgl. Bilder 28 a und b) gefördert; die Rißbreiten liegen mit maximal etwa 0,50 mm am unteren Rand des Spektrums aller Ergänzungsarten mit Normalbeton. Bei Ergänzung nur mit Dübeln und Nachbehandlung (Bild 28 c) beträgt die maximale Rißbreite  $\leq 0,80$  mm dies ist jedoch nicht auf die Anwesenheit der Dübel zurückzuführen, sondern mangels einer rißbreitenbeschränkenden Netzbewehrung zufallsbedingt.

Die bei Ergänzung mit unbewehrtem Normalbeton infolge von Fehlern beim Betrieb der Schalungsrüttler aufgetretenen Netzkrisse, die grobenteils bereits beim Ausschalen vorhanden waren oder bei Schwell- und Dauerbelastung entstanden bzw. weiter ausgeprägt wurden (vgl. Bild 22 d), haben sich bei Laststeigerung über die Gebrauchslast hinaus nicht mehr nennenswert verändert (Bild 28 d). Dagegen ergab sich mit zunehmender Last eine Weiterentwicklung der unter Gebrauchslast als geringfügig beurteilten Rißbildung parallel zur Haftpuge bzw. der Ablösungen des Ergänzungsbetons.

Das Ausmaß der Rißbildung parallel zur Haftpuge war bei dem mit Haftbrücke ergänzten Balken trotz Nachbehandlung am ausgeprägtesten (Bild 28 e). Hier sind auch im Bereich mit vergleichsweise geringer Biegebeanspruchung noch Risse aufgetreten. Die Vermutung liegt nahe, daß sich die Haftbrücke eher nachteilig als vorteilhaft ausgewirkt hat. Der Fall mit Haftbrücke, Netzbewehrung, Dübeln und Nachbehandlung wurde nicht untersucht, so daß nur vermutet werden kann, daß denkbare nachteilige Auswirkungen einer Haftbrücke durch Netzbewehrung in Normalbetonergänzungen nicht in vollem Umfang sichtbar werden.

#### 7.2.2.5 Ergänzung aus Trockenbeton

Mit zunehmender Belastung und Balkenverformung beim Bruchversuch setzt sich die bereits unter Gebrauchslast klar erkennbare Tendenz zur Bildung ungleichmäßig gerichteter Risse fort. Sie bleibt jedoch im wesentlichen auf das mittlere Drittel der Balkenhöhe beschränkt; am Biegezugrand verlaufen die Risse einheitlich annähernd senkrecht zum Rand und am Biegedruckrand ist nur ein vereinzelter Riß zu erkennen (Bild 29).

Die Rißbreiten am Biegezugrand bleiben mit maximal 0,50 mm von vergleichbarer Größe wie bei der Normalbetonergänzung mit Bewehrung. Die Rißbildung parallel zur Haftpuge ist bei sonst gleicher Ergänzung geringer als bei Normalbetonergänzung.



#### 7.2.2.6 Ergänzung aus polymermodifiziertem Beton PCC 1 (Materialbasis Styrol-Butadien)

Die bereits nach Dauerbelastung im Freien bei den mit Haftbrücke durchgeführten Ergänzungen verzeichneten Netzkrisse (Bilder 24 b bis d) wurden beim Bruchversuch nicht nennenswert verändert; sie sind von äußeren Lasten praktisch unabhängig (Bilder 30 b bis d).

Die Rißbildung längs der Haftfuge, die unter Gebrauchslast mit einer Ausnahme noch sehr gering ausgebildet war, setzte sich mit der Laststeigerung beim Bruchversuch deutlich fort. Ein günstiger Einfluß des Haftbrückenauftrages im Hinblick auf die Verhinderung solcher Ablösungen war nicht erkennbar.

Die maximale Breite der Biegezugrisse im Ergänzungsbeton war ohne Haftbrückenauftrag und ohne Bewehrung ebenso groß wie mit Haftbrücke, Netzbewehrung und Dübeln; sie betrug 0,52 mm (Bild 30 a), während mit Haftbrücke und ohne Bewehrung des Ergänzungsbetons Risse von maximal 0,78 mm Breite gemessen wurden (Bild 30 b).

Der Fall mit Netzbewehrung und Dübeln wurde leider nur zusammen mit einer Haftbrücke untersucht, über deren Auswirkungen bereits gesprochen wurde. Dennoch war bei diesem Ergänzungsaufbau eine günstige Beeinflussung des Umfangs an Netzkissen und der Rißbreiten im Ergänzungsbeton zu erkennen.

#### 7.2.2.7 Ergänzung aus polymermodifiziertem Beton PCC 2 (Materialbasis Acrylsäureester)

Die Anwesenheit von Netzbewehrung und Dübeln hat sich im Zusammenwirken mit der Nachbehandlung günstig auf die Breite der Biegerisse im Ergänzungsbeton und auf die Rißbildung parallel zu den Haftfugen ausgewirkt (Bilder 31 a und b). Die Biegerisse erreichten eine maximale Rißbreite von 0,48 mm gegenüber 0,72 mm ohne Bewehrung und ohne Nachbehandlung des Ergänzungsbetons. Die Rißbildung längs der Haftfugen, die bereits unter Gebrauchslast bei unbewehrtem und nicht nachbehandeltem Ergänzungsbeton PCC 2 zu erkennen war (Bild 25 a), hat sich beim Bruchversuch zwar auch beim bewehrten Ergänzungsbeton gezeigt, sie blieb jedoch vergleichsweise deutlich kleiner.

Da sich die beiden mit PCC 2 ergänzten Balkenhälften sowohl hinsichtlich der Bewehrung als auch hinsichtlich der Nachbehandlung unterscheiden, ist aus diesen Ergebnissen allein nicht ergründbar, auf welchen Parameter das unterschiedliche Rißverhalten im wesentlichen zurückgeht. Darüber hinaus ist denkbar, daß in beiden Fällen ein ungünstiger Einfluß der Haftbrücke vorliegt, der durch Netzbewehrung und Nachbehandlung weniger zum Tragen kommt. Ein Vergleich mit den Ergebnissen bei Ergänzung mit PCC 1 untermauert diese Theorie; bei Ergänzung mit Haftbrücke allein war die Rißbildung parallel zur Haftfuge besonders stark (Bild 30 c). Bei zusätzlicher Nachbehandlung war die Rißbildung etwas weniger ausgeprägt (Bild 30 b) und sofern außerdem Dübel und Netzbewehrung angeordnet waren, war sie am geringsten (Bild 30 d).

### 7.2.3 Zusammenfassung

Auf rauhem und matt feuchtem Untergrund zeigen Ergänzungen aus Spritzbeton und auch solche aus Normalbeton bei ordnungsgemäßer Ausführung ein günstiges Verhalten bei Rißbildung. Die Rißbreiten der Biegezugrisse sind nach ermüdender Beanspruchung und Dauerlast unter Gebrauchsbelastung nicht nennenswert größer als die der monolithischen Balken. Auch bei Steigerung der Last ändern sich diese Verhältnisse nicht signifikant. Eindeutige Verbesserungen durch Verwendung polymermodifizierter Betone oder eines Trockenbetons wurden nicht beobachtet.

Der Auftrag von Haftbrücken in der untersuchten Art bietet zumindest bei großflächigem Auftrag keine erkennbaren Vorteile. Vielmehr ergeben sich einige außerordentliche Risiken: In allen Fällen, wo eine besonders starke Rißbildung längs der Haftfugen zu verzeichnen war, ließ dies den Einfluß von Haftbrücken vermuten und auch das Entstehen von NetZRissen kann offenbar durch Haftbrücken gefördert werden.

Die Anordnung von Netzbewehrung und Dübeln im Ergänzungsbeton sowie eine sorgfältige Nachbehandlung bieten größere Gewähr für die Begrenzung der Rißbreiten bei Beanspruchungen oberhalb der Zugfestigkeit des Ergänzungsmaterials. Auch die Gefahr, daß sich Ablösungen

des Ergänzungsbetons oder Netzzrisse ergeben, wurde durch Bewehrung und Nachbehandlung des Ergänzungsbetons herabgesetzt.

Die theoretisch denkbare Förderung einer Rißbildung durch Dübelanordnung war in keinem Fall zu erkennen. Die Verbindung zwischen Ergänzungs- und Kernbeton im Bereich der Dübel (15 cm vom Biegezugrand) war somit bei allen Ergänzungsarten selbst im Bruchzustand noch steifer als die Dübelverbindung. Dübel können somit nur ein Herabfallen von Bruchstücken verhindern und zur Sicherung von Netzbewehrung im Ergänzungsbeton dienen.

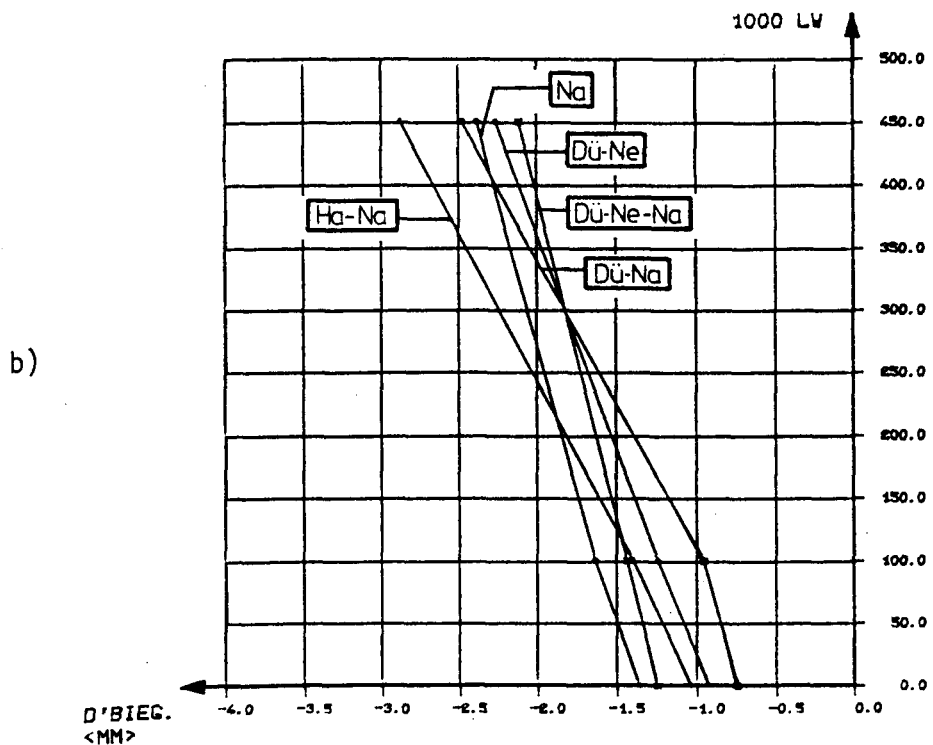
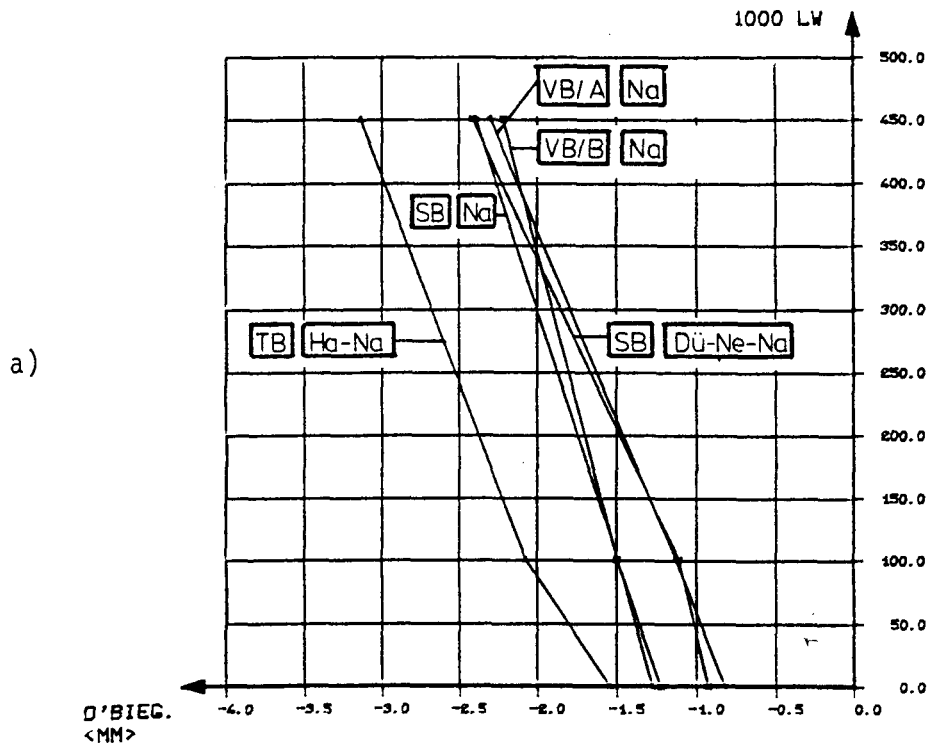
### 7.3 Durchbiegungsentwicklung

#### 7.3.1 Durchbiegung unter Gebrauchslast

Die Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen erlauben Rückschlüsse auf unterschiedliche Ausgangssteifigkeiten der abweichend ergänzten Versuchsbalkenhälften und deren Veränderungen. Die Bilder 32 a bis 32 d geben Aufschluß über die Durchbiegung der Balkenenden nach Erstbelastung mit  $F_0 = 40 \text{ kN}$ , nach 100 000 Lastwechseln zwischen  $0,4 \cdot F_0$  und  $F_0$  sowie nach etwa 12-monatiger Lagerung im Freien unter  $F = \text{const} \cong F_0$  und weiteren 350 000 Lastwechseln.

Bild 32 a enthält neben den Ergebnissen am Spritzbetonbalken und an der mit Trockenbeton ergänzten Balkenhälfte auch die Durchbiegung der beiden Balkenenden des Vergleichsbalkens E0. Sie beträgt nach Erstbelastung 0,8 bzw. 1,3 mm und vergleichmäßigte sich durch Lagerung im Freien und die anschließende Schwellbelastung auf beidseitig etwa 2,4 mm.

Die mit Trockenbeton ergänzte Balkenhälfte zeigte eine etwa 30 % größere maximale Durchbiegung, während die mit Spritzbeton ergänzten Balkenhälften sich ähnlich wie der Vergleichsbalken verhielten, d. h. nach anfänglicher Abweichung näherten sich die Ergebnisse beider Balkenhälften zunehmend an; die mit Dübeln und Netzbewehrung versehene Balkenhälfte wies zunächst die vergleichsweise größere Steifigkeit bzw. die kleinere Durchbiegung auf.

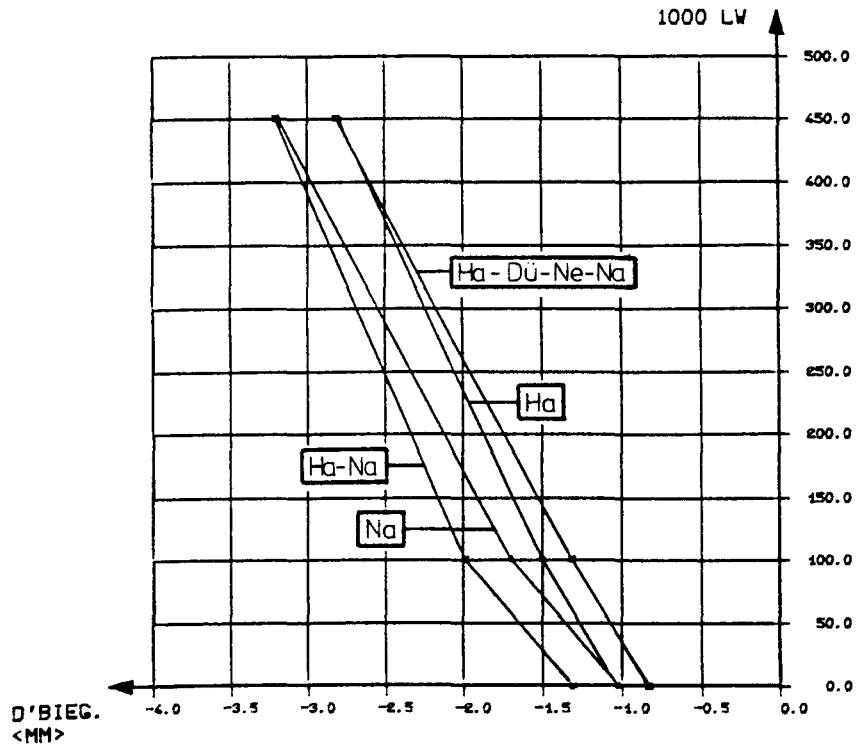


Bilder 32 a und b: Durchbiegung an den Kragarmenden unter Gebrauchslast, Ergänzung mit

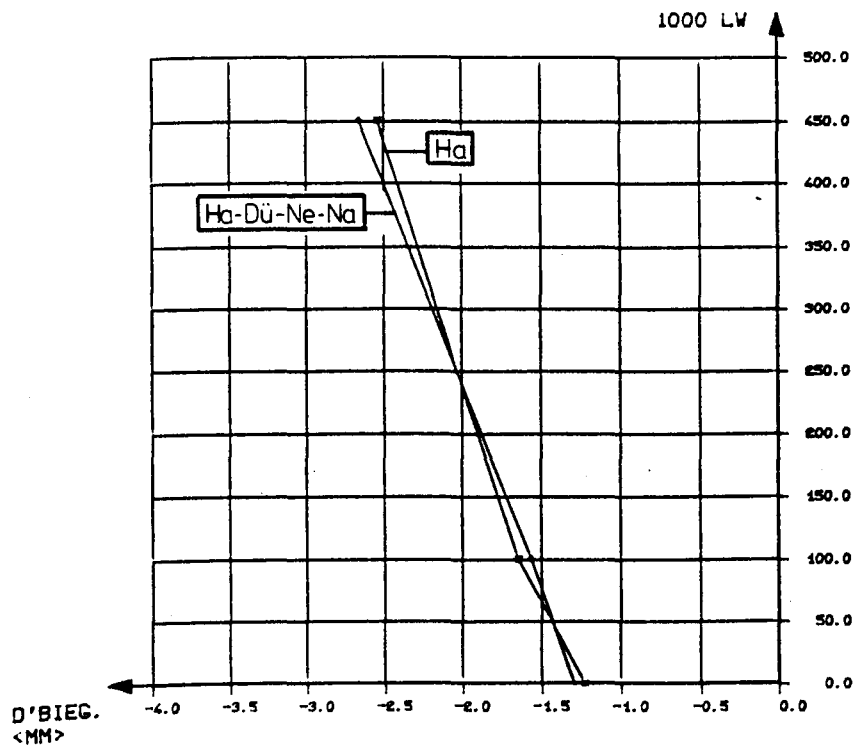
a) Spritzbeton (SB), Trockenbeton (TB) sowie Vergleichsbalken (VB)

b) Normalbeton

c)



d)



Bilder 32 c und d: Durchbiegung an den Kragarmenden unter Gebrauchslast, Ergänzung mit

c) PCC 1

d) PCC 2

Bild 32 b zeigt die Ergebnisse aller mit Normalbeton ergänzten Balkenhälften. Der Ausgangswert bewegte sich etwa im gleichen Rahmen wie bei den beiden Vergleichsbalkenenden; die Ausgangsgröße der Durchbiegung nahm in der nachfolgend aufgeführten Reihenfolge der Ergänzungsvarianten zu:

- mit Dübeln und Nachbehandlung
- mit Nachbehandlung
- mit Haftbrücke und Nachbehandlung
- mit Dübeln, Netzbewehrung und Nachbehandlung
- mit Dübeln und Netzbewehrung.

Dies deutet zunächst auf einen günstigen Einfluß der Nachbehandlung und einen nachteiligen Einfluß der Netzbewehrung hin. Nach Dauerlast und den insgesamt 450 000 Lastwechseln hatte sich jedoch die Reihenfolge der Zunahme bei etwa gleicher Streubreite folgendermaßen geändert:

- mit Dübeln, Netzbewehrung und Nachbehandlung
- mit Nachbehandlung
- mit Dübeln und Netzbewehrung
- mit Dübeln und Nachbehandlung
- mit Haftbrücke und Nachbehandlung.

Der Umstand, daß der Größtwert der Durchbiegung bei der einzigen Balkenhälfte mit Haftbrücke trotz Nachbehandlung vorlag, deutet darauf hin, daß die Haftbrücke nicht die i. a. erwarteten Verbesserungen mit sich bringt. Die Unterschiede zwischen den anderen Ergänzungsarten waren vergleichsweise gering, so daß Einflüsse der Meßungengenauigkeit und der Inhomogenität des Ergänzungsbetons sichere Rückschlüsse auch qualitativer Art zum Einfluß der einzelnen variierten Parameter nicht zulassen.

Auch die Ergebnisse an den Balkenhälften, die mit polymermodifiziertem Beton PCC 1 ergänzt wurden (Bild 32 c) entsprechen bei Erstbelastung jenen am Vergleichsbalken. Nach Dauerlast und insgesamt 450 000 Lastwechseln war dagegen eine vergleichsweise deutlich höhere Durchbiegung zu verzeichnen. In zwei Fällen erreichte sie trotz vollzogener Nachbehandlung die Größe der mit Trockenbeton er-

gänzten Balkenhälfte, und zwar unabhängig davon, ob eine Haftbrücke vorhanden war oder nicht.

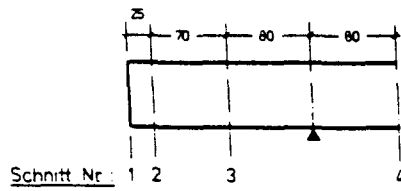
Bild 32 d zeigt schließlich die Ergebnisse an den Balkenhälften, welche mit polymermodifiziertem Beton PCC 2 ergänzt wurden. Hier entsprach der Anfangswert mit etwa 1,3 mm dem größeren am Vergleichsbalken festgestellten Wert. Am Ende des dargestellten Versuchszeitraumes war die Durchbiegung weniger als 10 % größer als bei den Vergleichsbalkenenden und somit kleiner als bei Ergänzung mit PCC 1.

### 7.3.2 Durchbiegung unter Dauerlast

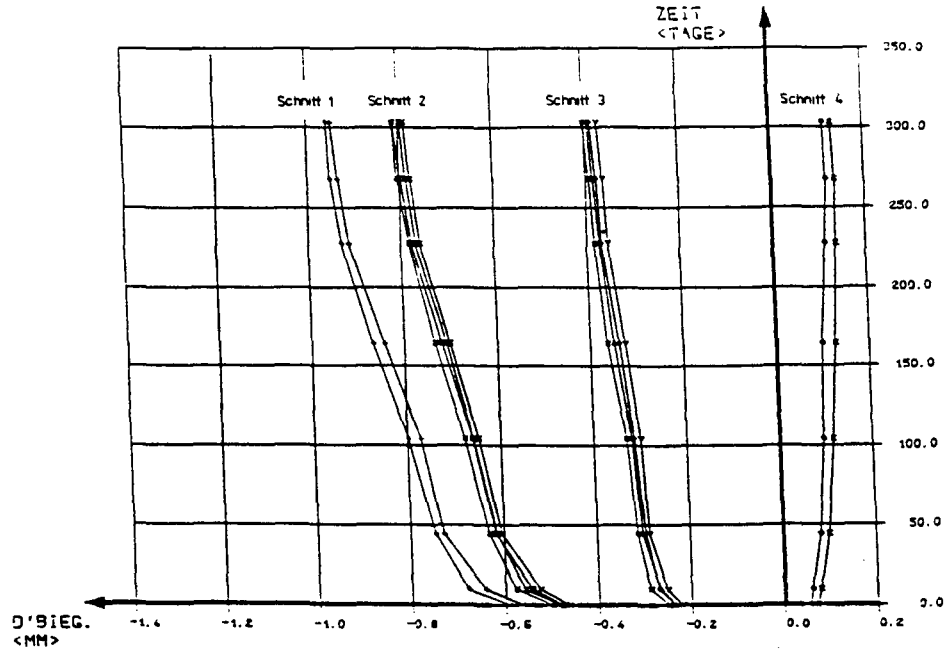
Die im folgenden erörterten Bilder 33 a bis d dokumentieren die Durchbiegungszunahme nach Aufbringung der Dauerlast bei Lagerung der Balken im Freien. Bereits in Abschn. 6.2 wurde darauf hingewiesen, daß das paarweise Zusammenspannen der Balken keine sicheren quantitativen Aussagen zum Einzelverhalten gestattet. In den Bildern dargestellt sind jeweils die durch 2 geteilten Änderungen des Abstands der gegenüberliegenden Meßpunkte (vgl. Bild 17), und zwar in der Mitte zwischen den Lagerpunkten, an den Kragarmenden sowie an zwei Meßstellen innerhalb der Kragarme, 25 cm bzw. 95 cm vom Kragarmende entfernt. Mit Ausnahme der Balkenenden, wo auf den Stirnseiten gemessen wurde, erfolgte die Messung auf den Seitenflächen, so daß für jede Meßstelle zwei Meßwerte (Vorderseite und Rückseite) vorliegen.

Bild 33 a zeigt die Durchbiegungszunahme für das Balkenpaar E0/EF, d.h. für den Vergleichsbalken und den "Spritzbeton-Balken". Bei ähnlich einzuschätzender Steifigkeit (vgl. Bild 32 a) können die dargestellten Durchbiegungswerte zumindest näherungsweise als kennzeichnend für das Verhalten des Vergleichsbalkens zugrunde gelegt werden.

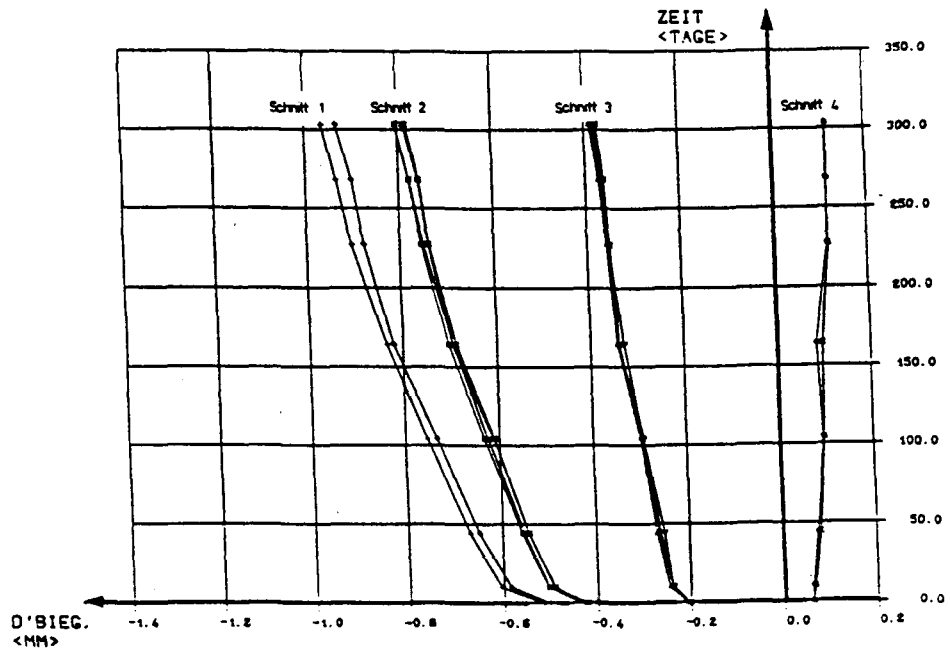
Die Gegenüberstellung mit dem zusammengespannten Balkenpaar EA/EC - beide mit Portlandzementbeton ergänzt - läßt kein signifikant unterschiedliches Verhalten erkennen (Bild 33 b). Dagegen fällt bei den anderen beiden Balkenpaaren, die mit polymermodifiziertem Beton oder



a)

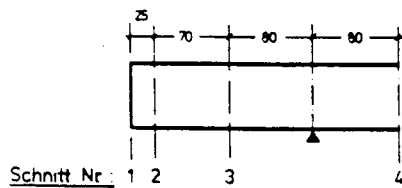


b)

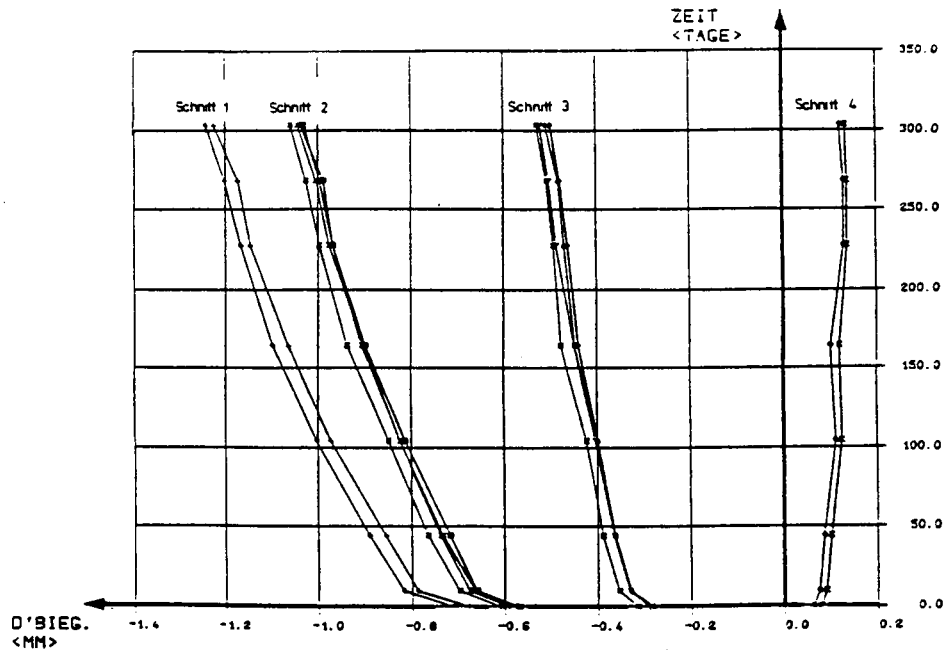


Bilder 33 a und b: Durchbiegung zusammengespannter Balken unter Dauerlast  
a) Vergleichsbalken und Ergänzung mit Spritzbeton  
b) Ergänzung mit Normalbeton

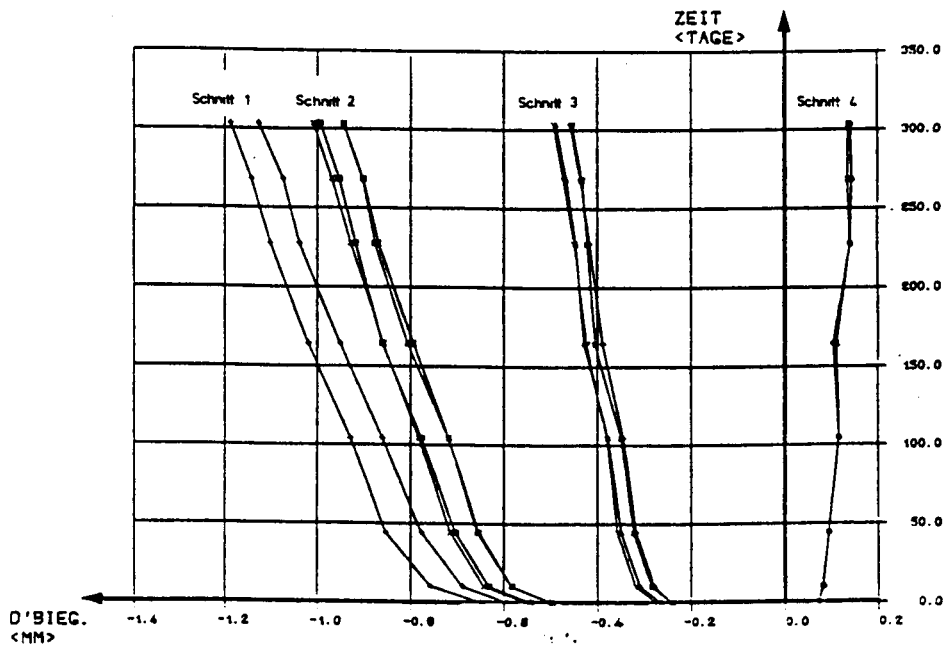




c)



d)



Bilder 33 c und d: Durchbiegung zusammengespannter Balken unter Dauerlast  
 c) Ergänzung mit Normalbeton und Trockenbeton  
 d) Ergänzung mit PCC 1 und PCC 2

Trockenbeton ergänzt worden waren, sowohl ein etwas erhöhter Ausgangswert als auch ein höherer Zuwachs auf, was die vergleichsweise geringere Steifigkeit dieser Balken unterstreicht (Bilder 33 c und d).

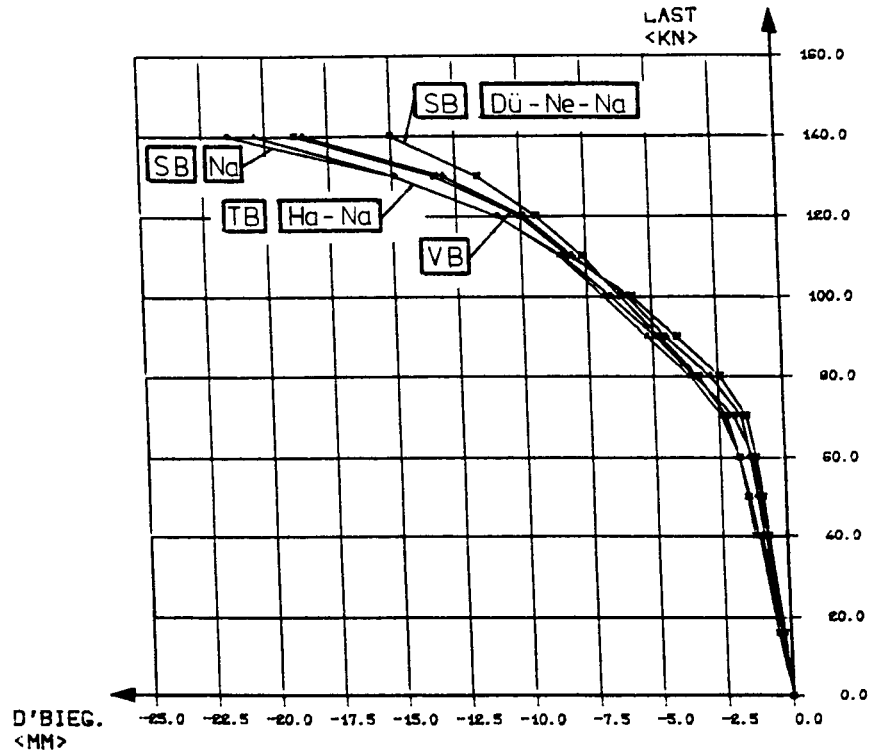
### 7.3.3 Durchbiegung im Bruchversuch

Die Bilder 34 a bis d zeigen ausgehend von der Durchbiegung unter  $F_0$  nach der Dauerlast im Freien die Zunahme während der darauf folgenden 350 000 Lastwechsel sowie beim abschließenden Bruchversuch. Der Einfluß dieser zweiten Schwellbeanspruchung war bei allen Ergänzungsarten vergleichsweise gering. Offensichtlich wurde das Rißbild durch die ersten 100 000 Lastwechsel und die Dauerlast im Freien weitestgehend ausgeprägt.

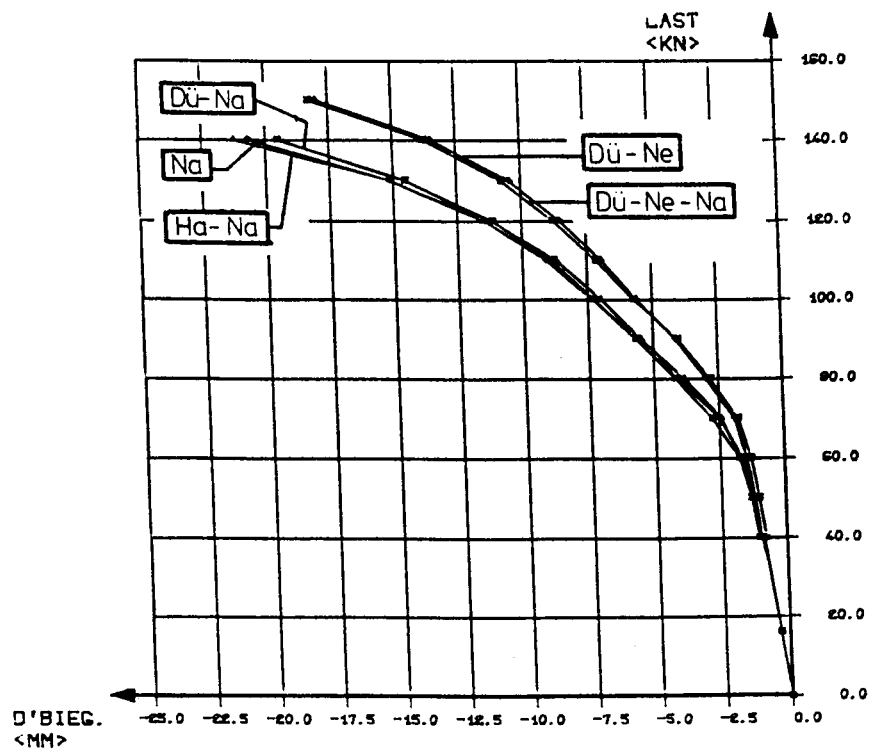
Bild 34 a gibt die Verhältnisse an den Enden des Vergleichsbalkens, an jenen des mit Spritzbeton ergänzten Balkens sowie für die mit Trockenbeton verstärkte Balkenhälfte wieder. In Bild 34 b sind die Ergebnisse der mit Portlandzementbeton ergänzten Balkenhälften zusammenfassend dargestellt und die Bilder 34 c und d dokumentieren die Durchbiegung der Balkenhälften, die mit den polymermodifizierten Betonen PCC 1 und PCC 2 ergänzt worden waren.

Es ist augenfällig, daß sich alle Balkenhälften zunächst annähernd affin verhalten, d. h. die Biegesteifigkeit des Gesamtsystems hat sich durch die ersten Schwellwechsel und die Dauerlast nicht entscheidend unterschiedlich verändert und auch bei weiterer Lasterhöhung zeigen die Balken zunächst noch ein ähnliches Verhalten. Die deutliche Steifigkeitsabnahme durch Übergang zum Zustand II (Steigungsänderung) erfolgt bei allen Balken unter Lasten zwischen 60 und 70 kN; die Durchbiegung beträgt dabei ebenfalls annähernd einheitlich ca. 2,5 mm. Die höchste festzustellende Steifigkeit im Zustand II ist nicht beim Vergleichsbalken, sondern bei dem mit Normalbeton ergänzten Balken zu verzeichnen, der auf ganzer Balkenlänge mit Dübeln und Netzbewehrung versehen war. Die Tatsache, daß nur eine Balkenhälfte nachbehandelt worden war, wirkt sich in diesem Beanspruchungszustand nicht mehr aus; die Verformung des nicht behandelten Balkenendes war sogar geringfügig kleiner als die des nachbehandelten Teiles.

a)

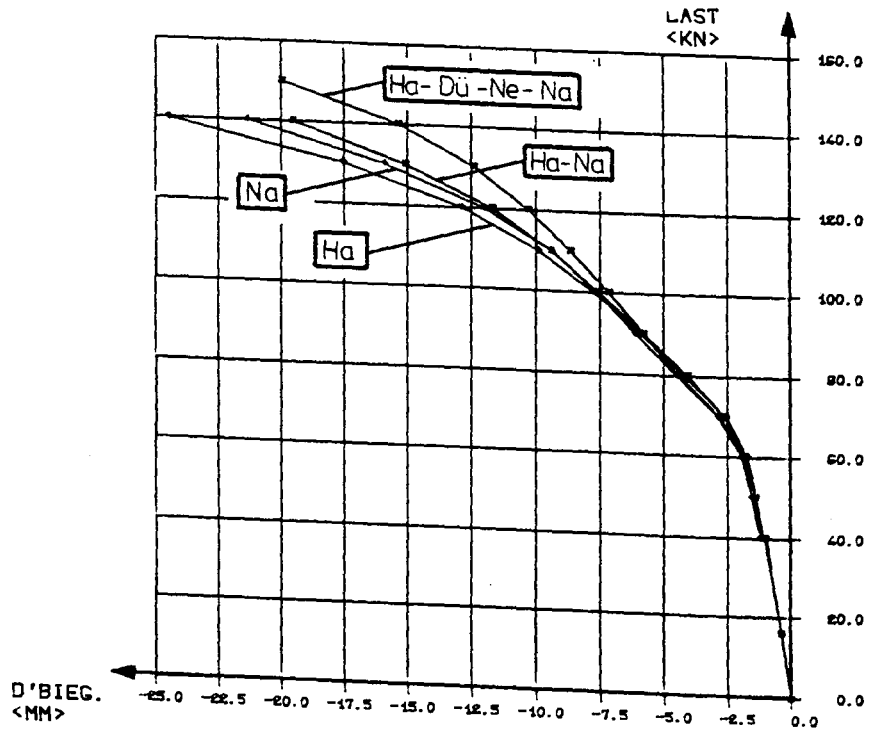


b)

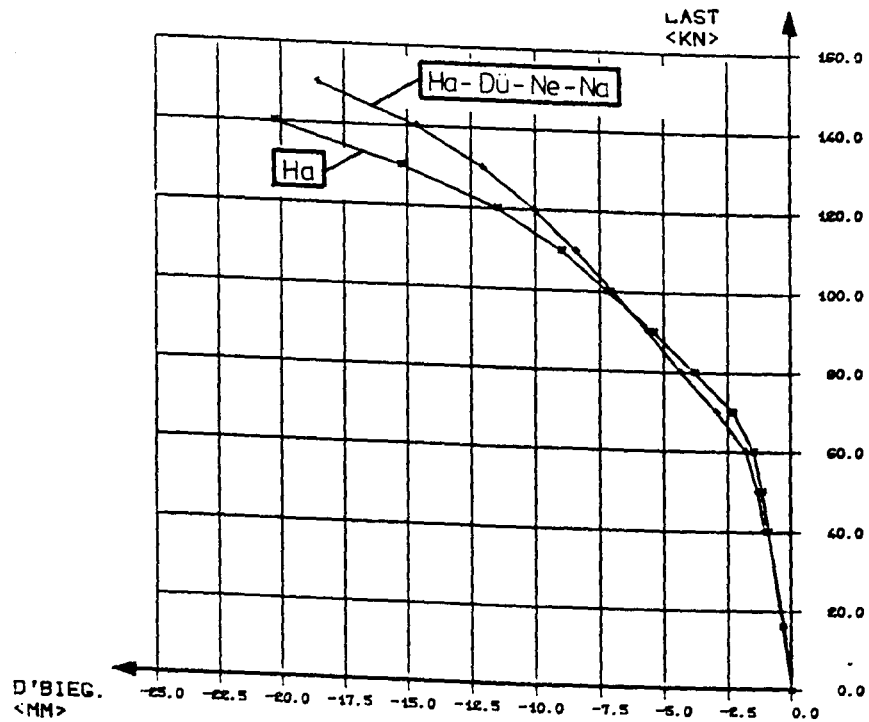


Bilder 34 a und b: Durchbiegung an den Kragarmenden beim Bruchversuch  
a) Vergleichsbalken (VB), Ergänzung mit Spritzbeton (SB), Trockenbeton (TB)  
b) Ergänzung mit Normalbeton

c)



d)



Bilder 34 c und d: Durchbiegung an den Kragarmenden beim Bruchversuch  
Ergänzung mit

- c) PCC 1
- d) PCC 2

Mit Überschreiten der Streckgrenze der Bewehrung ergaben sich rasch zunehmende Rißbreiten. Die danach zunehmenden Durchbiegungsunterschiede hängen vornehmlich mit der unterschiedlichen Anzahl und Lage auf ganzer Querschnittsbreite durchgehender Risse zusammen.

#### 7.3.4 Zusammenfassung

Aus den beobachteten Durchbiegungen lassen sich keine vergleichbar eindeutigen Schlußfolgerungen wie aus den Rißstudien ziehen. Die Durchbiegungen unter Gebrauchslast und entsprechend erst recht die Durchbiegungsunterschiede sind zu gering, als daß sie gegenüber den materialbedingten Streuungen mit der zur Verfügung stehenden Meßtechnik bzw. der damit möglichen Meßgenauigkeit sicher herausgearbeitet werden könnten. Nur unter Heranziehung der Ergebnisse der Rißstudien kann auch hier gesagt werden, daß Haftbrücken keine Verbesserungen in Hinsicht auf besonders gute Annäherung des Verhaltens ergänzter Balken an das des monolithisch hergestellten Vergleichsbalkens bewirken und ebenso auch nicht der Einsatz von Polymerdispersionen oder Trockenbeton. Dagegen wird eine Anhebung der wirksamen Steifigkeit durch Netzbewehrung im Ergänzungsbeton erkennbar.

Der Umstand, daß die Durchbiegungsunterschiede bereits bei solchen Bauteilen gering sind, deren Kernquerschnitt um 40 % durch Ergänzungsmaterial verbreitert wird, zeigt, daß eine Durchbiegungsmessung zum Nachweis der Mitwirkung bei tatsächlichen Querschnittsergänzungen gegenüber monolithischen Vollquerschnitten gleicher Abmessung ungeeignet ist.

## 7.4 Dehnungsänderungen

### 7.4.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen sind naturgemäß vom Ausmaß der Bildung von Biegezugrissen und auch von vorhandenen Ablösungen des Ergänzungsbetons vom Kernbeton beeinflusst. Da Dehnungsunterschiede letztlich auch bestimmend für die im Abschn. 7.3 beschriebenen Durchbiegungsunterschiede sind, war zu erwarten, daß die Ergebnisse der Dehnungsmessungen die Ergebnisse der Rißstudien und der Durchbiegungsmessungen im Grundsatz bestätigen.

Die Dehnungen sind jedoch anders als die Durchbiegungen von örtlichen Besonderheiten der Rißbildung und den dadurch bewirkten Beanspruchungsumlagerungen im Querschnitt abhängig. Da bereits die Durchbiegungsunterschiede bei den verschiedenen ergänzten Balken gering waren, gilt dies um so mehr auch für die Dehnungsunterschiede in bestimmten als kennzeichnend eingestuften Querschnitten. Es kann deshalb nicht erwartet werden, daß die Ergebnisse der Dehnungsmessungen allein eindeutige Tendenzen erkennen lassen, vielmehr kann nur geprüft werden, ob die Dehnungsmessungen die Ergebnisse der Rißstudien und der Durchbiegungsmessungen bestätigen oder ihnen widersprechen.

Vergleichend gegenübergestellt werden im folgenden die Ergebnisse von Dehnungsmessungen im Bereich  $M = \text{const}$ , d. h. auf 50 cm langen Meßstrecken zwischen den Lagern (Bild 18). Gemessen wurde jeweils am Biegezug- und Biegedruckrand in der Mitte des Kernbetons und in der Mitte beider Ergänzungsschichten bzw. 2,5 cm von den Balkenrändern entfernt.

Größere gemessene Dehnungsunterschiede zwischen Kern- und Ergänzungsbeton deuten auf Nachgiebigkeit des Verbundes bzw. auf Ablösungen der Ergänzungen vom Untergrund hin. Sie können jedoch z.T. auch auf die Inhomogenität der Materialien zurückgehen.

#### 7.4.2 Dehnungen unter Gebrauchslast

Die Bilder 35 bis 39 zeigen die Dehnungen bei Erstbelastung, nach 100 000 Lastwechseln sowie nach Dauerlast und weiteren 350 000 Lastwechseln.

Bild 35 bringt mit den Ergebnissen am Vergleichsbalken zum Ausdruck, daß Dehnungsunterschiede von etwa  $\pm 0,06 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$  am Biegezugrand und von etwa  $\pm 0,025 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$  am Biegedruckrand auch bei monolithischer Herstellung auftreten. An dem für die Beurteilung wesentlichen Ende der 450 000 Lastwechsel betrug die Dehnung am Biegezugrand maximal  $0,61 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$  und am Biegedruckrand maximal  $- 0,22 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ .

Bild 36 zeigt die Ergebnisse bei Ergänzung mit Trockenbeton und mit Spritzbeton:

Für Trockenbeton ist eine Biegezugdehnung des Kernbetons ähnlich der des Vergleichsbalkens festzustellen, während die Dehnungen der Ergänzungsschichten erheblich davon und auch untereinander abweichen; dieses unterschiedliche Verhalten kündigt sich bereits bei Erstbelastung an. Am Biegedruckrand ist eine bis zu etwa  $0,1 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$  größere Stauchung des Kernbetons gegenüber dem Vergleichsbalken festzustellen und die Dehnungen der beiden mit Trockenbeton ergänzten Balkenseiten unterscheiden sich um etwa  $0,2 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ .

Bei Spritzbetonergänzungen sind die Verhältnisse deutlich anders. Am Biegedruckrand sind sie denen des Vergleichsbalkens ähnlich, am Biegezugrand sind die Dehnungen sogar etwas kleiner als beim Vergleichsbalken. Die Unterschiede der Dehnungen von Kernbeton und Spritzbeton sind gering; mit Dübeln und Netzbewehrung sind sie kleiner als bei unbewehrtem Spritzbeton.

Bei den Ergänzungen mit Normalbeton (Bilder 37 a und b) beträgt die Dehnung des Kernbetons am Biegezugrand maximal  $0,5 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ . Sie ist dementsprechend ebenfalls kleiner als beim Vergleichsbalken. Die Abweichungen des Ergänzungsbetons betragen maximal  $0,2 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ , ohne daß ein günstiger Einfluß von Dübeln, Netzbewehrung oder Nachbehandlung erkennbar wird. Auch nachteilige Auswirkungen eines Haftbrückenaufrags sind hier nicht festzustellen.

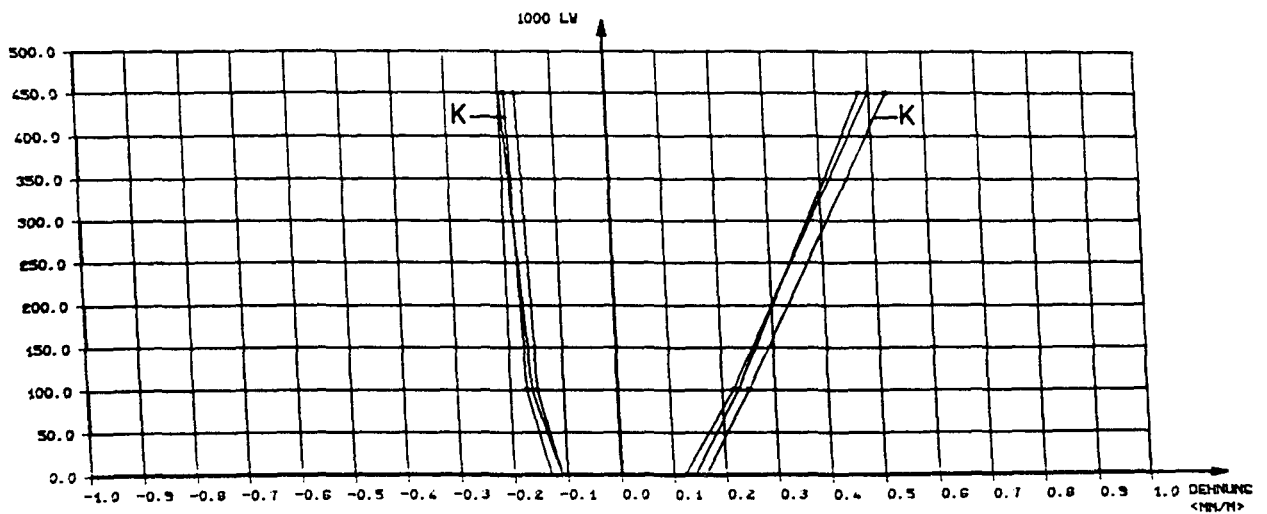
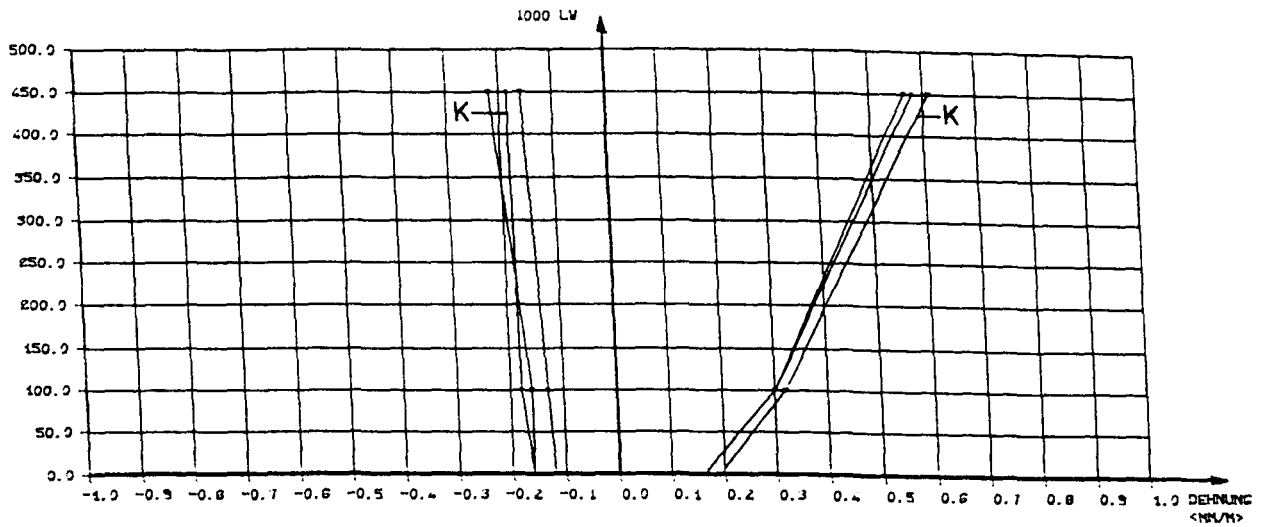


Bild 35: Randfaserdehnungen unter Gebrauchslast  
Vergleichsbalken E0



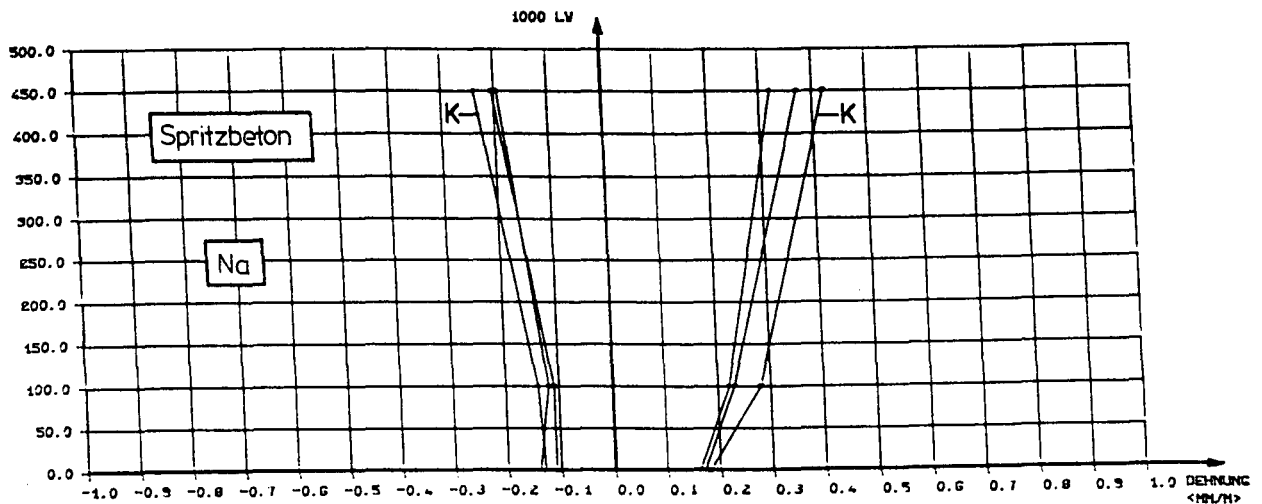
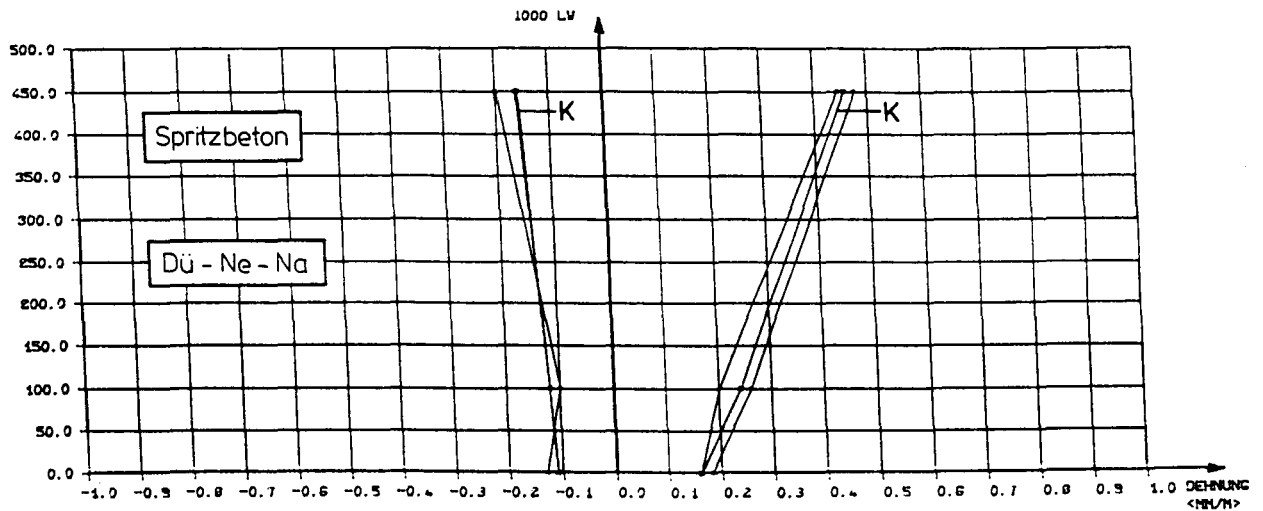
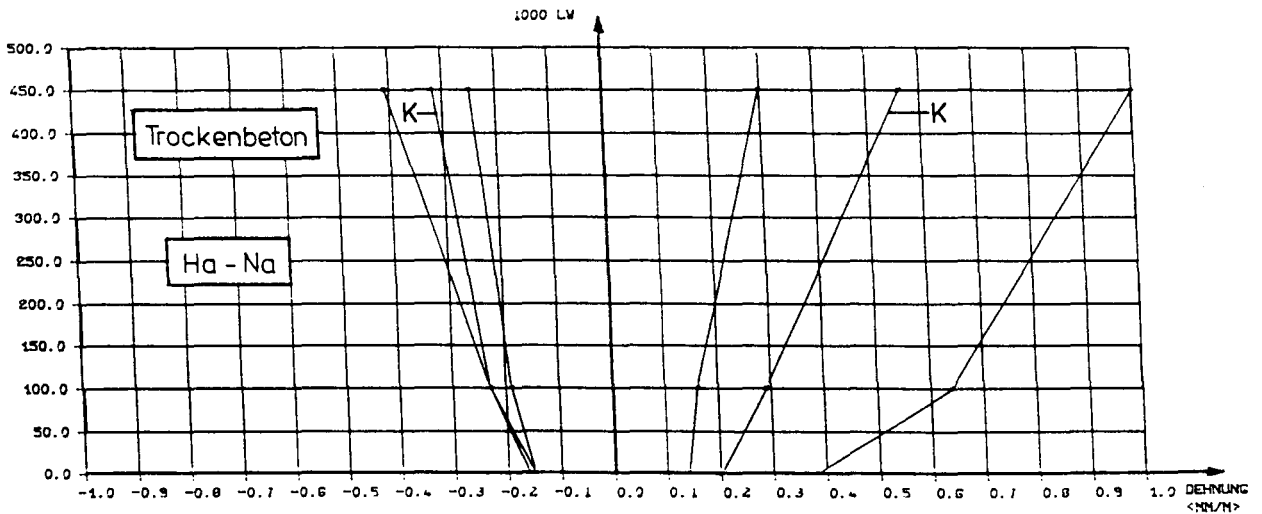


Bild 36: Randfaserdehnungen unter Gebrauchslast  
Ergänzung mit Spritzbeton, Balken EF  
und Trockenbeton, Balken EB

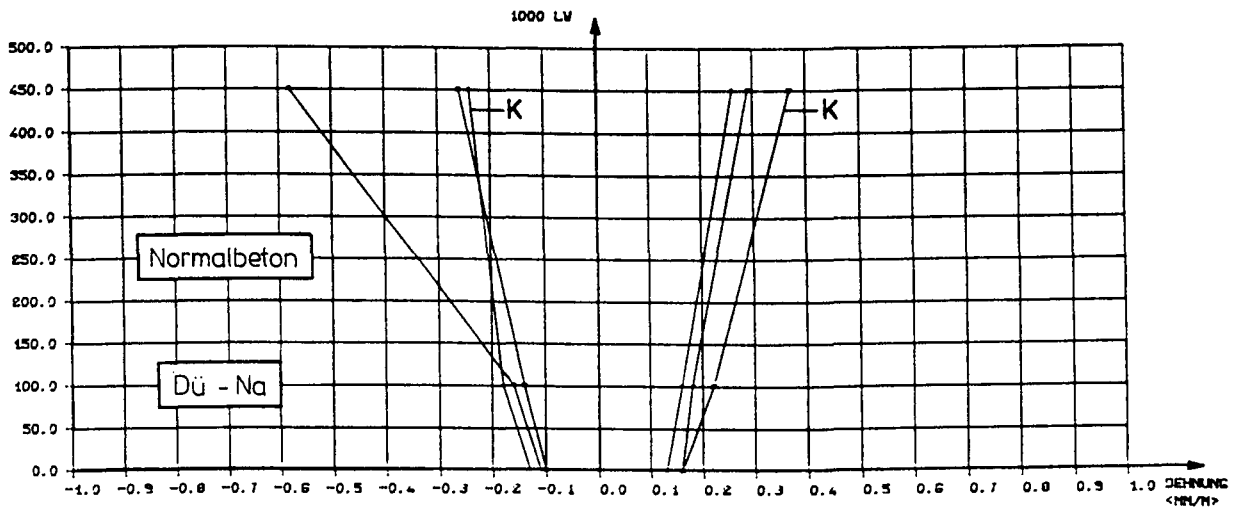
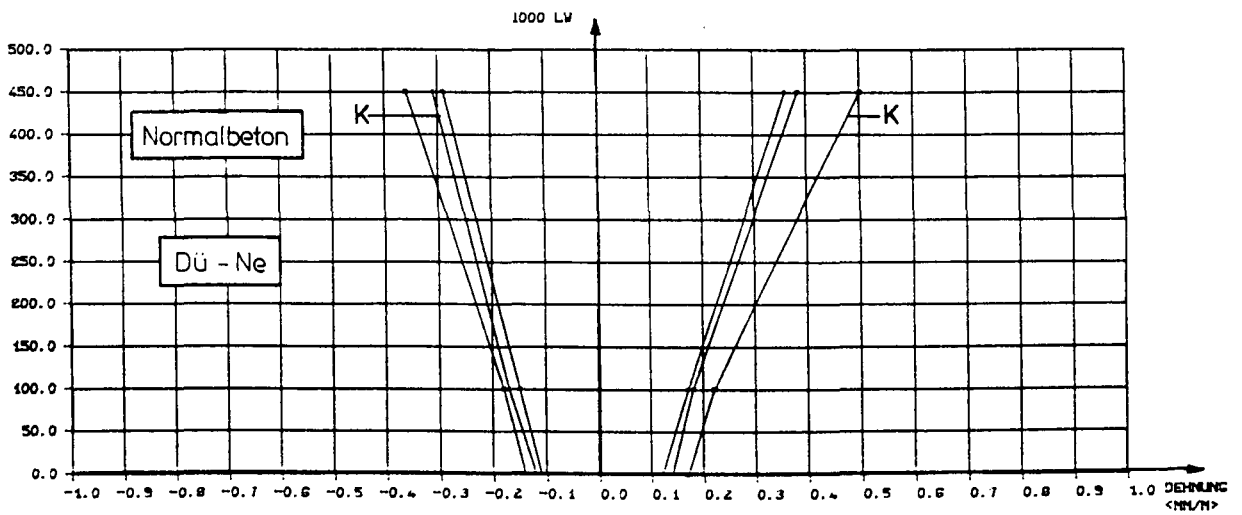
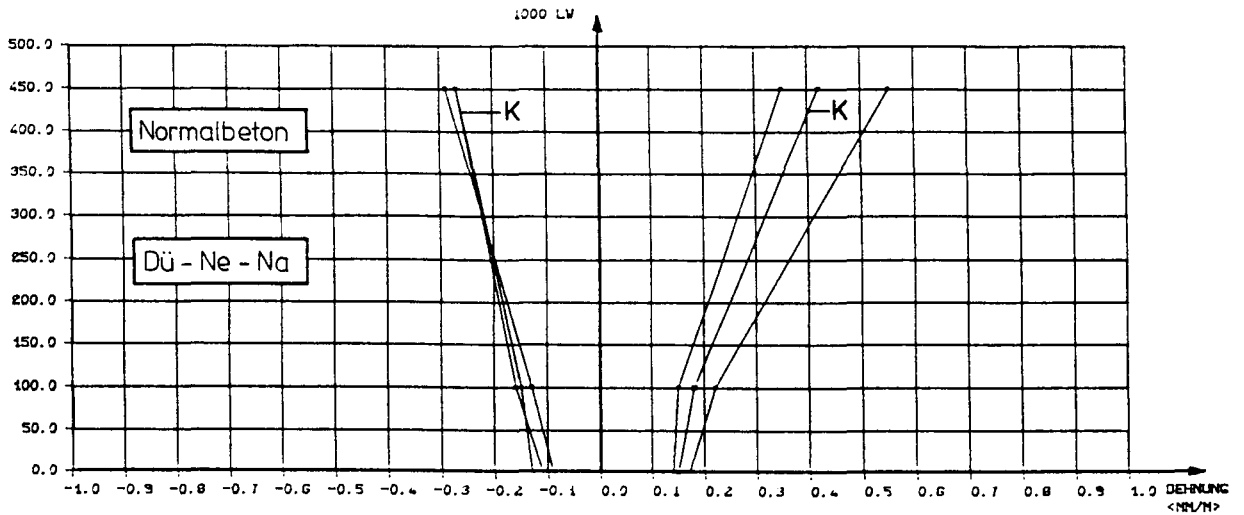


Bild 37 a: Randfaserdehnungen unter Gebrauchslast  
Ergänzung mit Normalbeton, Balken EA und EC

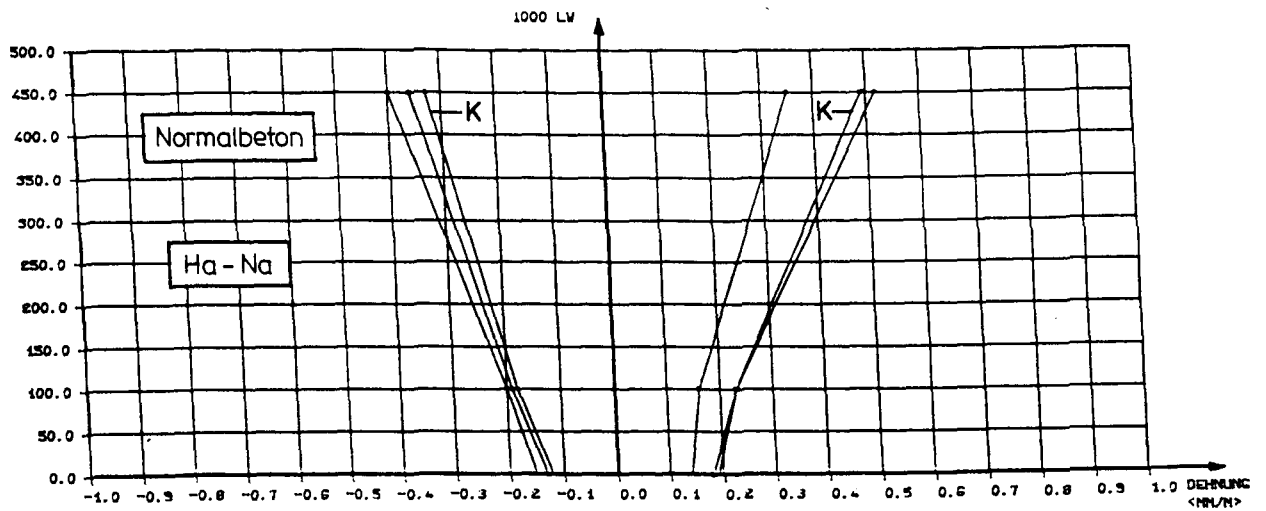
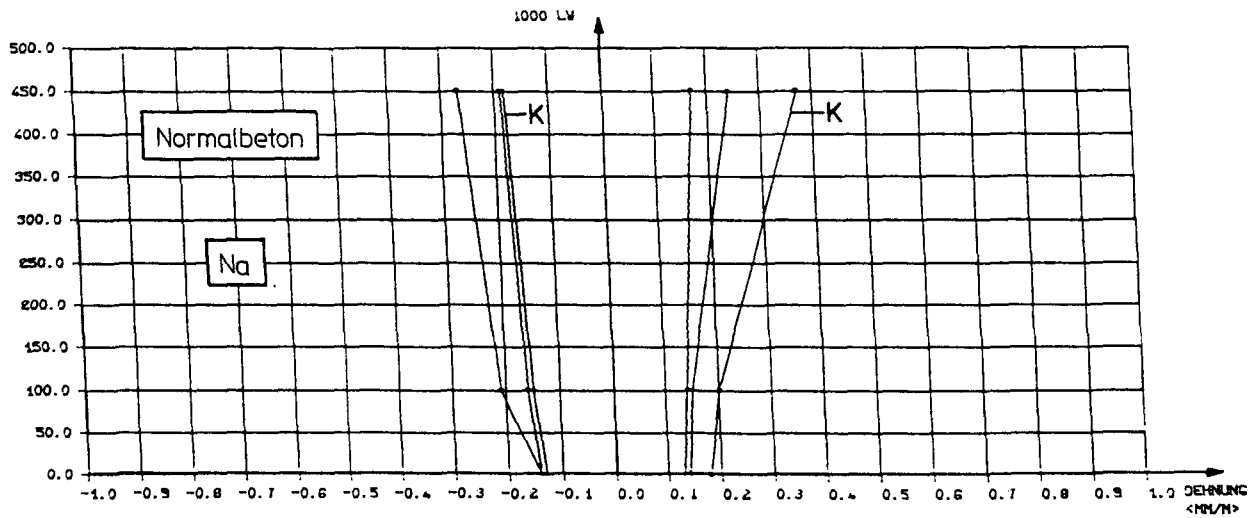


Bild 37 b: Randfaserdehnungen unter Gebrauchslast  
Ergänzung mit Normalbeton, Balken EC und EB

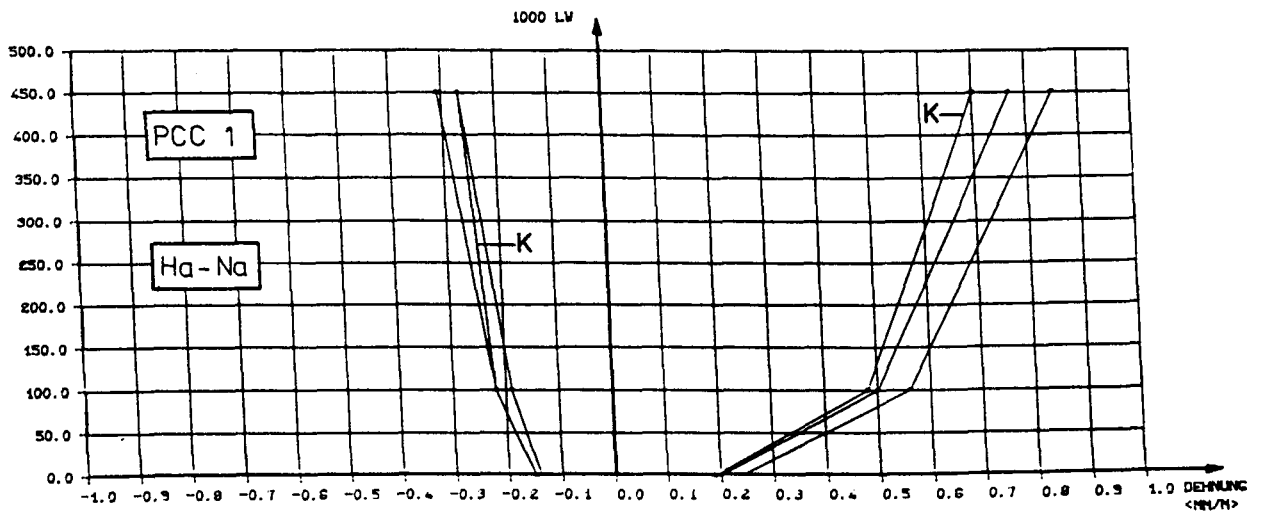
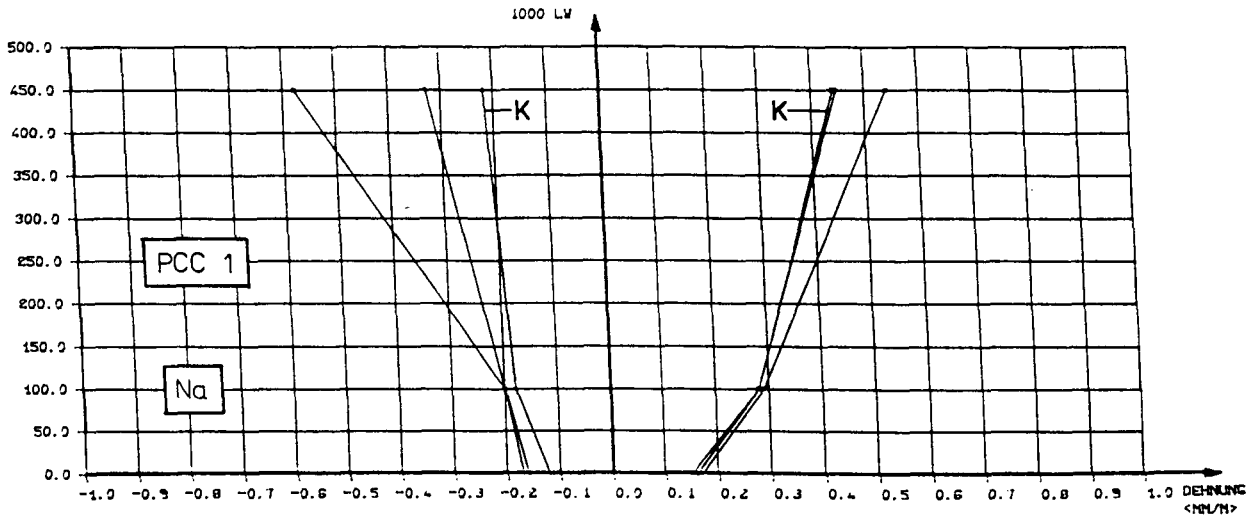


Bild 38 a: Randfaserdehnungen unter Gebrauchslast  
Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton (PCC 1)  
Dispersion: Styrol-Butadien  
Balken EE

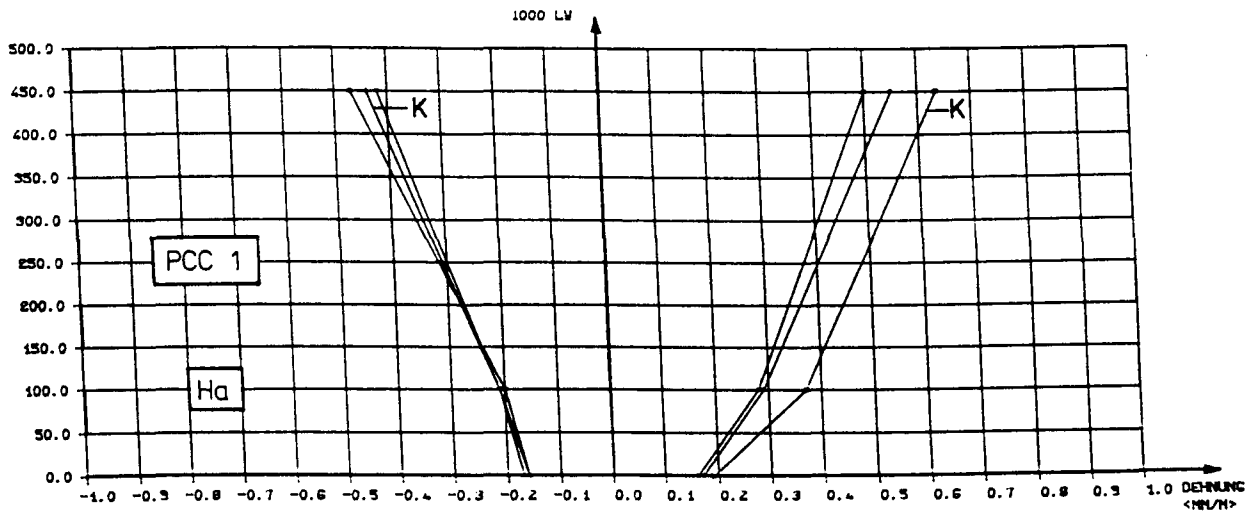
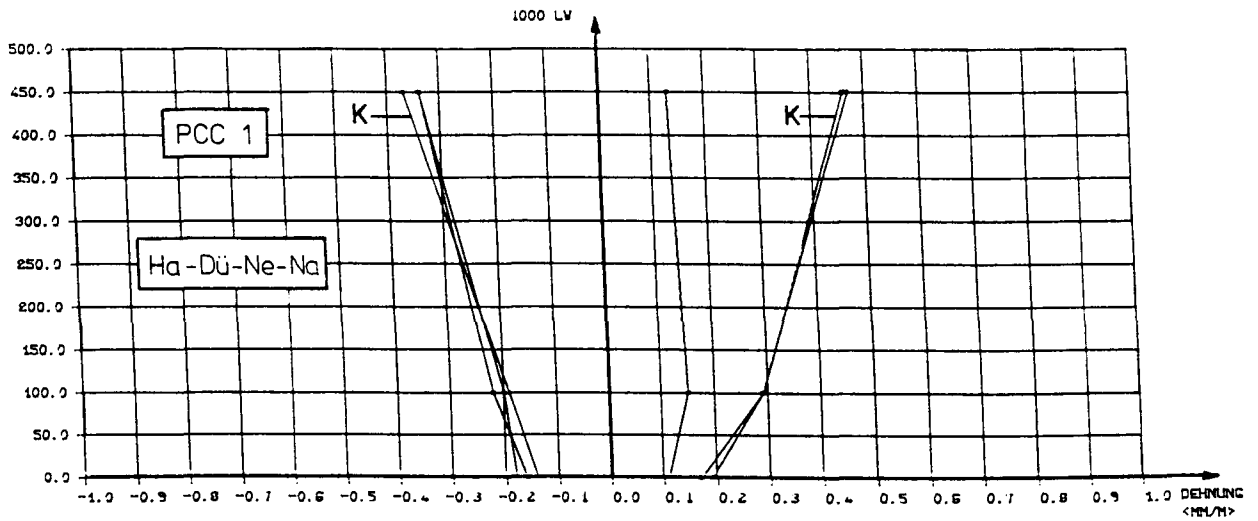


Bild 38 b: Randfaserdehnungen unter Gebrauchslast  
Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton (PCC 1)  
Dispersion: Styrol-Butadien  
Balken EG und ED

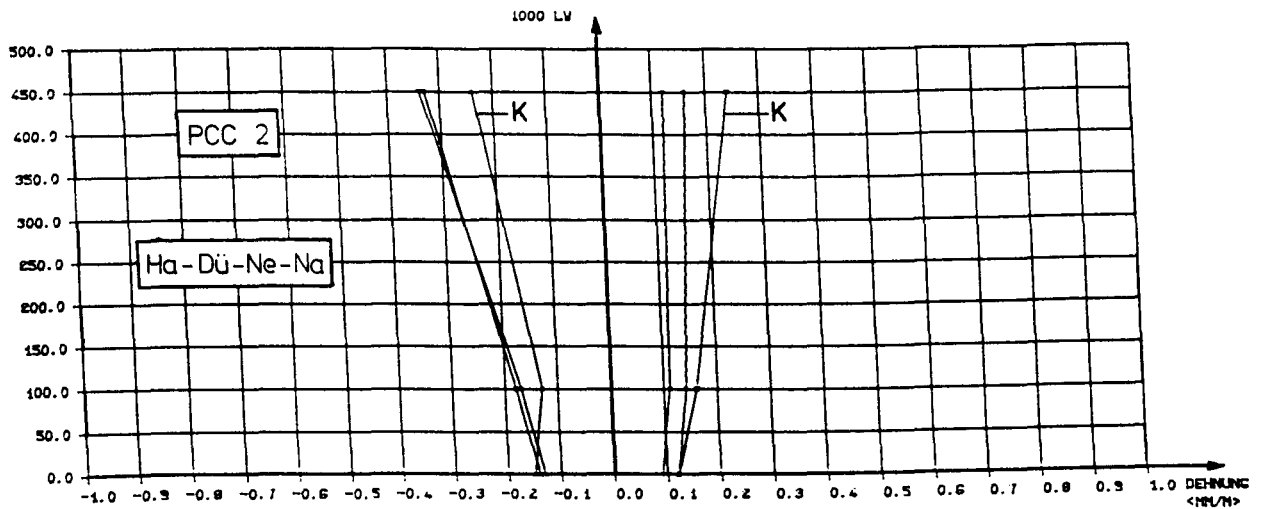
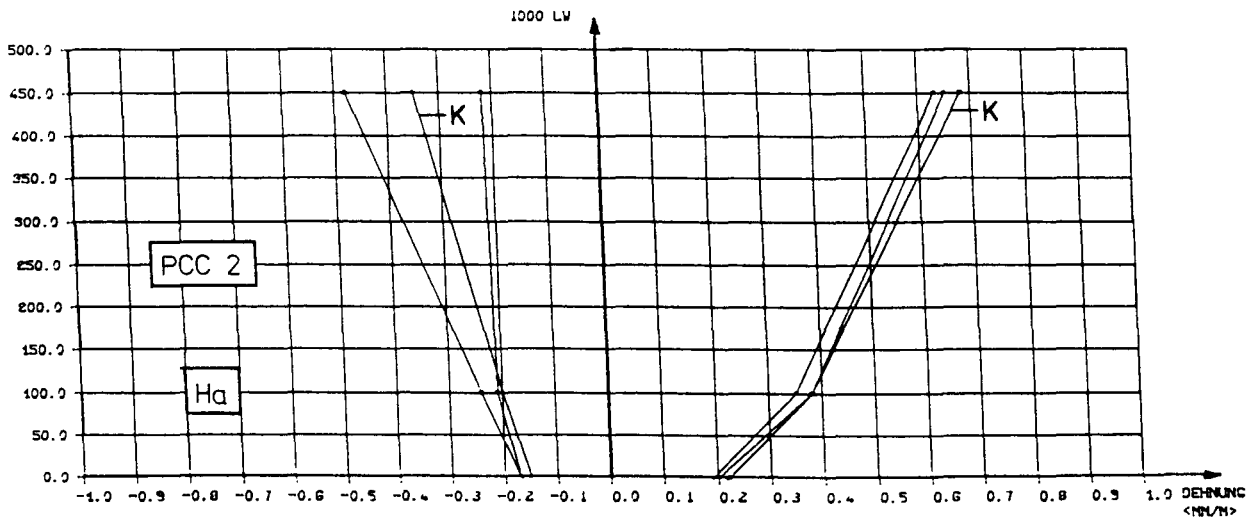


Bild 39: Randfaserdehnungen unter Gebrauchslast  
Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton (PCC 2)  
Dispersion: Acrylharzbasis  
Balken: EG und ED

Am Biegedruckrand mit Normalbeton ergänzter Balken ist die Stauchung überwiegend größer als beim Vergleichsbalken; sie geht z.T. über  $-0,3 \text{ ‰}$  hinaus, ohne daß ein günstiger oder ungünstiger Einfluß einzelner Parameter oder ein signifikanter Unterschied im Verhalten von Kern- und Ergänzungsbeton hervorsteht.

Bei Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton PCC 1 fällt die besonders große Biegezugdehnung des Kernbetons bei Ergänzung mit Haftbrücke auf. Sie erreicht maximal  $0,7 \text{ ‰}$  (Bild 38 a). Nur im Zusammenhang mit Dübeln und Netzbewehrung bleibt sie mit  $0,45 \text{ ‰}$  in gleicher Größe wie mit ausschließlich nachbehandeltem PCC 1. Was die zugehörige Dehnung des Ergänzungsmaterials anbelangt, so ist kein klarer Einfluß der Parameter Haftbrücke, Dübel, Netzbewehrung oder Nachbehandlung erkennbar; sie ist entweder genau so groß wie die des Kernbetons oder weicht nach oben oder unten maximal  $0,15 \text{ ‰}$  davon ab.

Die Biegedruckstauchung fällt bei Ergänzung aus PCC 1 mit Haftbrücke ohne Nachbehandlung mit etwa  $-0,45 \text{ ‰}$  besonders groß aus. Es liegt nahe, auch hier die Ursache in einem besonders ungünstigen Einfluß einer Haftbrücke ohne Nachbehandlung und Netzbewehrung zu suchen.

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen bei den mit PCC 2 ergänzten Balken (Bild 39) deuten ebenfalls auf einen ungünstigen Einfluß der Haftbrücke ohne Nachbehandlung bzw. auf günstige Auswirkungen einer Bewehrung des Ergänzungsbetons im Zusammenhang mit Nachbehandlung hin. Bei bewehrtem und nachbehandeltem Ergänzungsbeton ist die Dehnung des Biegezugrandes vergleichsweise wesentlich kleiner. Dies gilt weniger ausgeprägt auch hinsichtlich der Stauchung des Biegedruckrandes.

#### 7.4.3 Dehnungen im Bruchversuch

Die Bilder 40 bis 44 zeigen die Dehnungszunahme bei Belastung bis zur Gebrauchslast  $F_0$  im Anschluß an die 12-monatige Dauerlast im Freien, nach weiteren 350 000 Lastwechseln sowie bei anschließender Laststeigerung bis zum Fließen der Betonstahlbewehrung.

Aus Bild 40 sind die Verhältnisse am Vergleichsbalken zu entnehmen. Ein nennenswerter Einfluß der Schwellbeanspruchung ist weder am Biegezug- noch am Biegedruckrand zu erkennen. Die Steifigkeitsänderung infolge Rißbildung erfolgt bei äußeren Lasten zwischen 60 und 80 kN. Bei dreifacher Gebrauchslast ( $F = 120$  kN) beträgt die Dehnung am Biegezugrand etwa  $3 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ , ohne daß nennenswerte Unterschiede im Verhalten der Randzonen und dem der Balkenmitte augenfällig sind. Letzteres gilt im übrigen auch für den Biegedruckrand.

Bei Ergänzung mit Trockenbeton sind unter  $F = 120$  kN die Dehnungen des Kernbetons am Biegezugrand und am Biegedruckrand etwa genau so groß wie beim Vergleichsbalken, nämlich ca.  $3$  bzw.  $-0,8 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$  (Bild 41). Die Dehnung der beiden ergänzten Schichten differiert dagegen am Biegezugrand um annähernd  $2 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ , bei Abweichungen vom Kernbeton in Höhe von maximal  $1,3 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ ; am Biegedruckrand sind die Dehnungsunterschiede vernachlässigbar klein. Die Steifigkeitsänderung infolge Rißbildung erfolgt wie beim Vergleichsbalken zwischen 60 und 80 kN.

Die mittlere und die untere Darstellung in Bild 41 dokumentieren das Verhalten bei Ergänzung mit Spritzbeton. Mit Dübeln und Netzbewehrung sind unter 3,0-facher Gebrauchslast deutlich kleinere Dehnungen der Randfasern ( $2,2$  bzw.  $-0,7 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ ) als beim Vergleichsbalken zu verzeichnen und die beiden Ergänzungsschichten verhalten sich praktisch wie der Kernbeton. Ohne Dübel und Netzbewehrung ist die Dehnung des Kernbetons am Zugrand deutlich größer als die des Vergleichsbalkens ( $4,25 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ ); die beiden Ergänzungsschichten zeigen vergleichsweise kleinere Dehnungen. Dübel und Netzbewehrung wirken sich somit eindeutig günstig auf die mittlere Steifigkeit aus. Die Steifigkeitsänderung infolge Rißbildung erfolgt bei beiden Spritzbetonergänzungen zwischen 60 und 70 kN, wobei sich jedoch ohne Dübel und Netzbewehrung unterschiedliche Steifigkeiten von Kernbeton und Ergänzung im Zustand II einstellen.



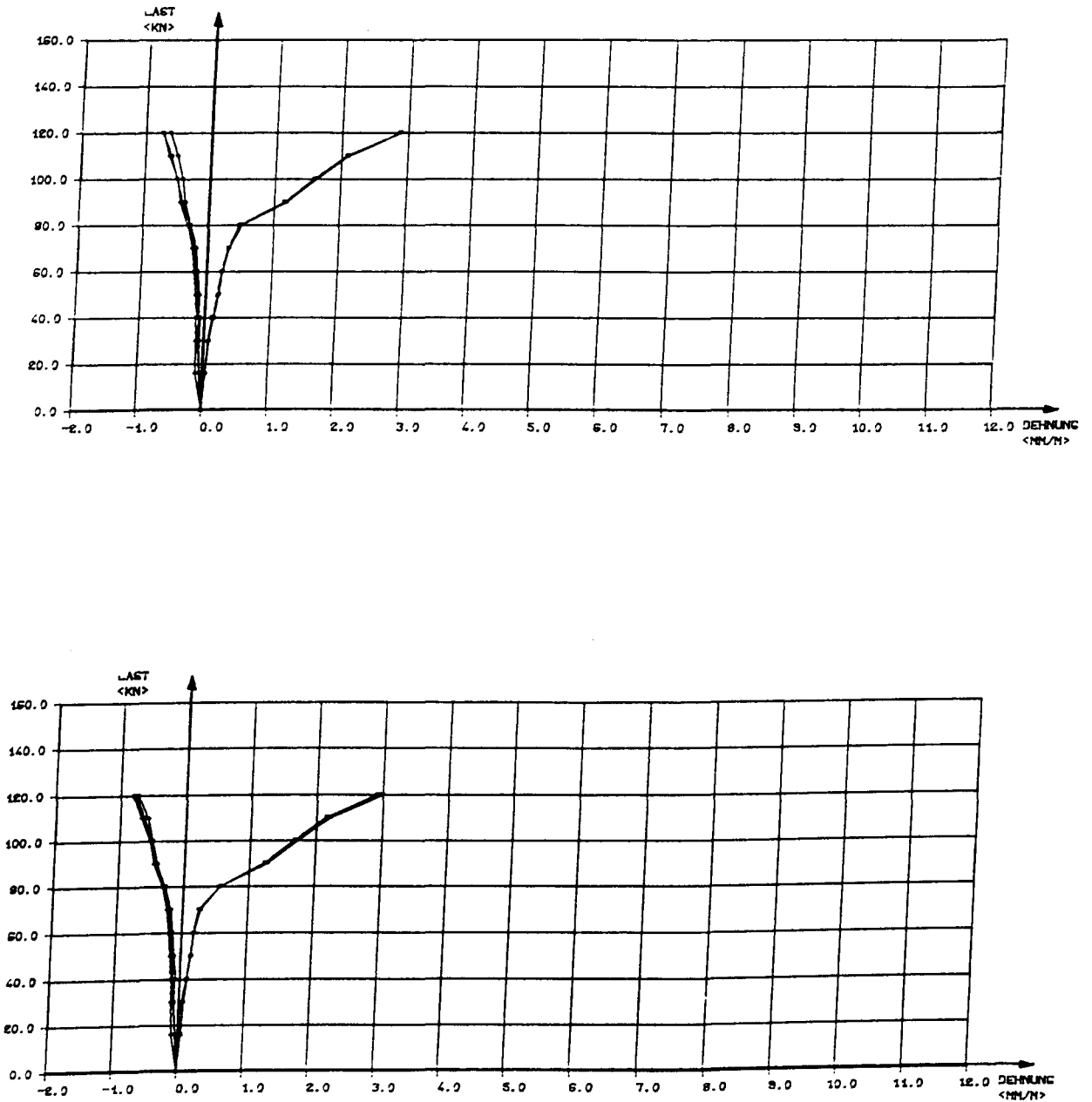


Bild 40: Randfaserdehnungen beim Bruchversuch  
Vergleichsbalken E0

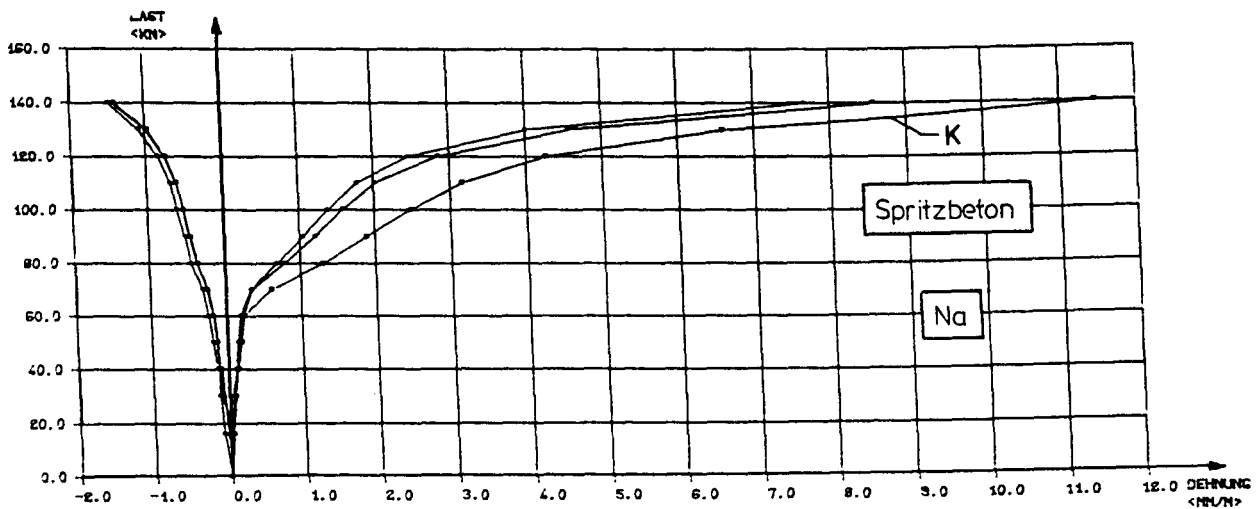
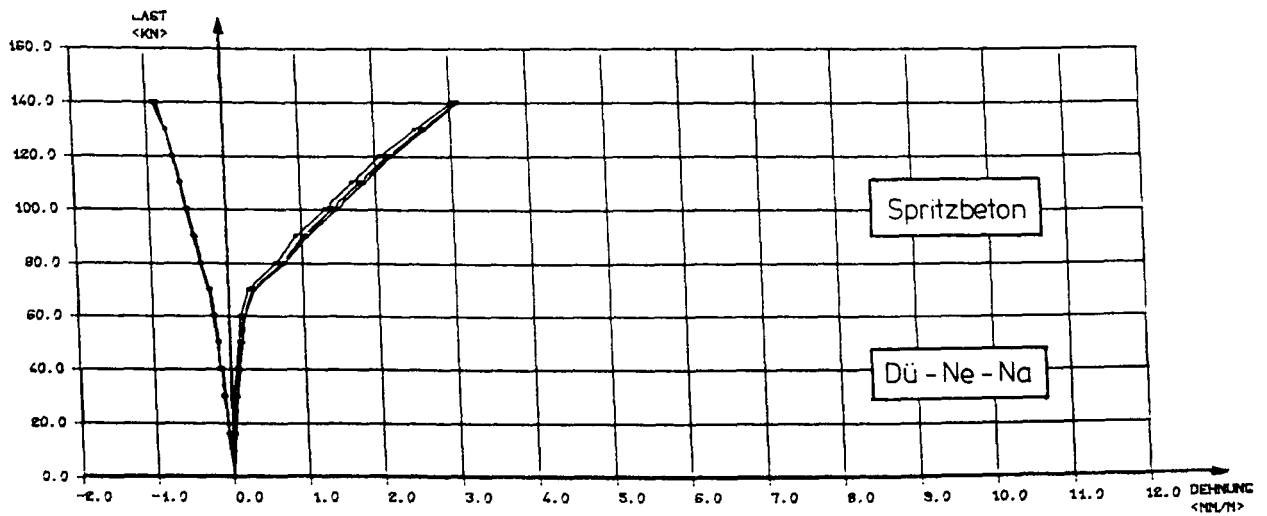
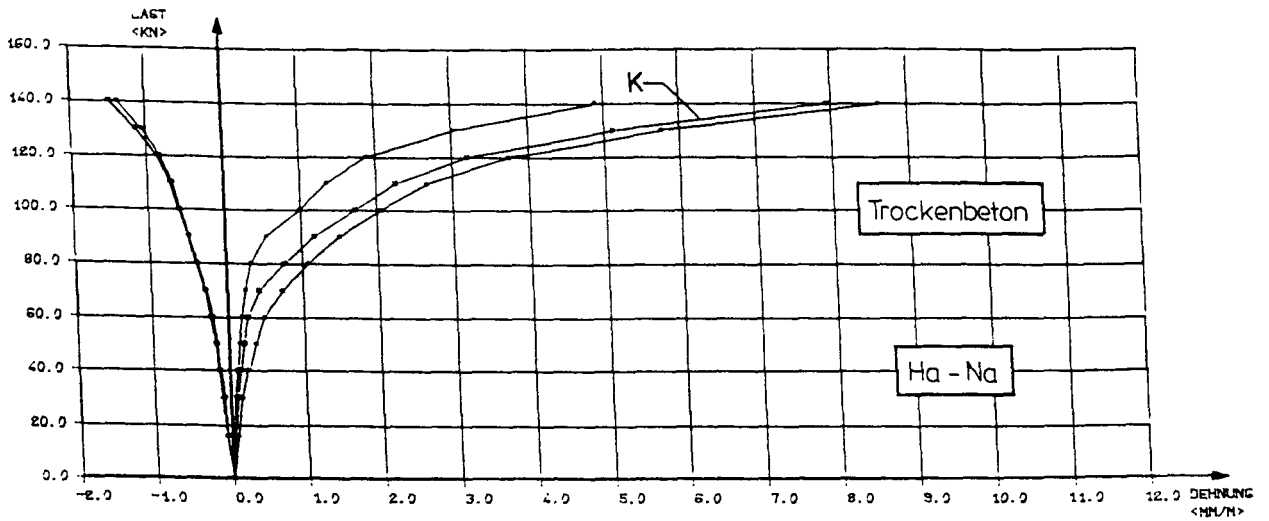


Bild 41: Randfaserdehnungen beim Bruchversuch  
Ergänzung mit Spritzbeton, Balken EF  
und Trockenbeton, Balken EB

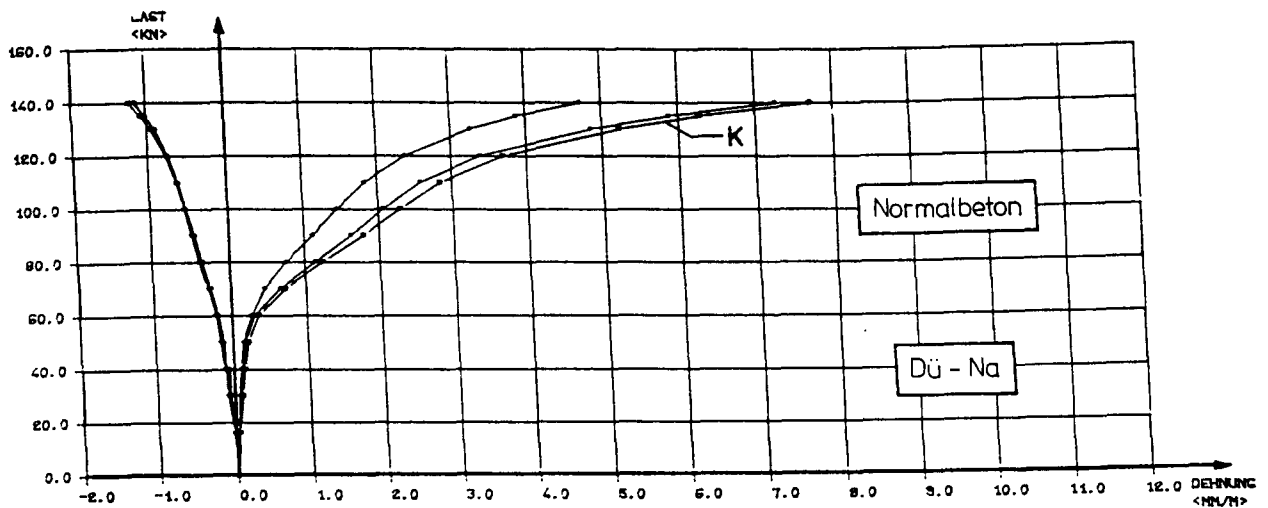
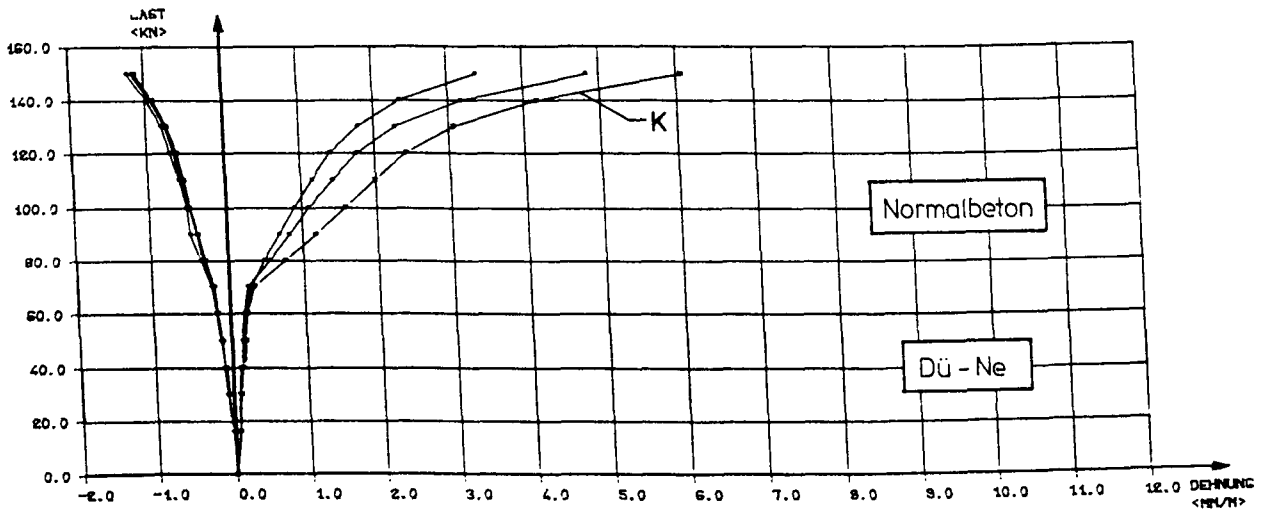
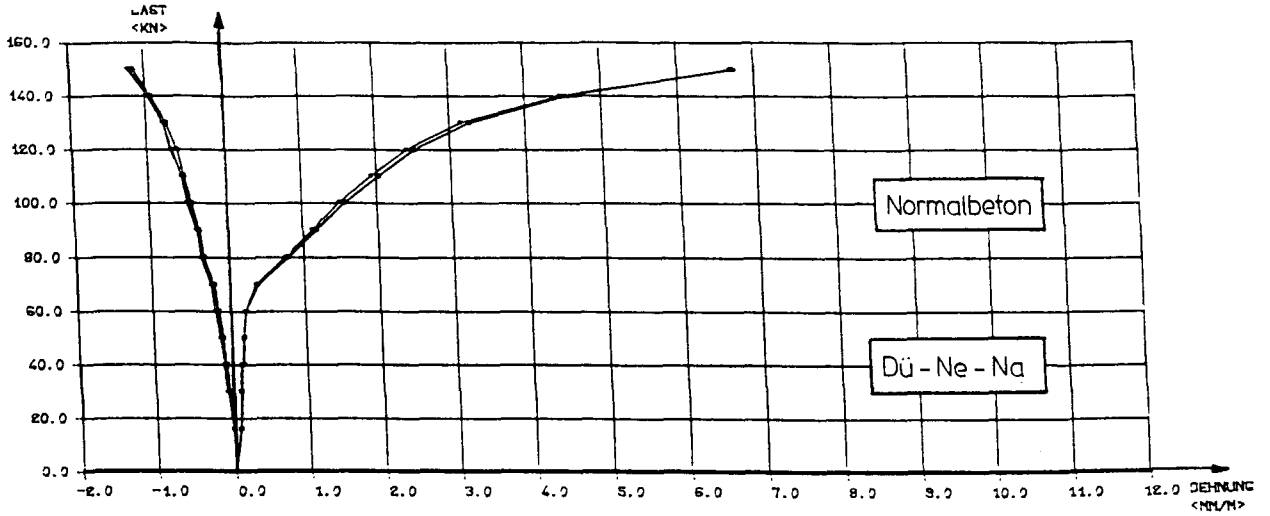


Bild 42 a: Randfaserdehnungen beim Bruchversuch  
Ergänzung mit Normalbeton, Balken EA und EC

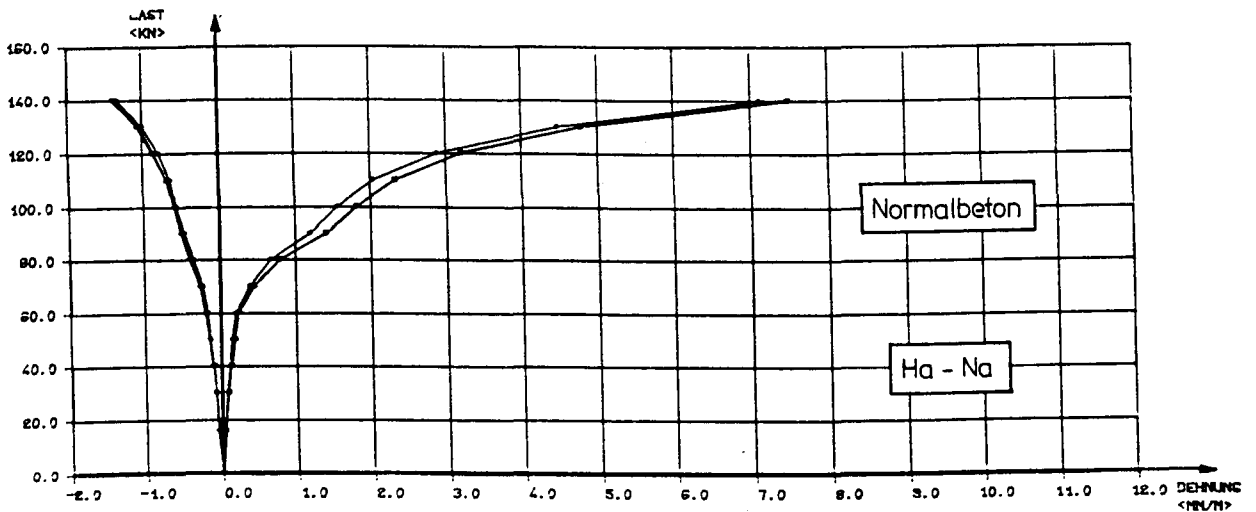
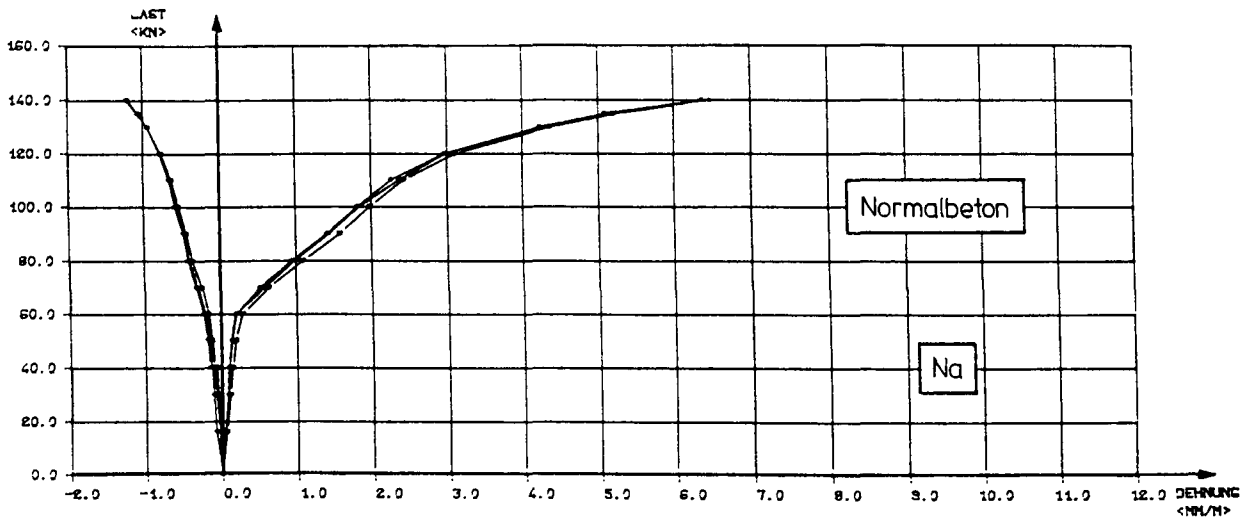


Bild 42 b: Randfaserdehnungen beim Bruchversuch  
Ergänzung mit Normalbeton, Balken EC und EB

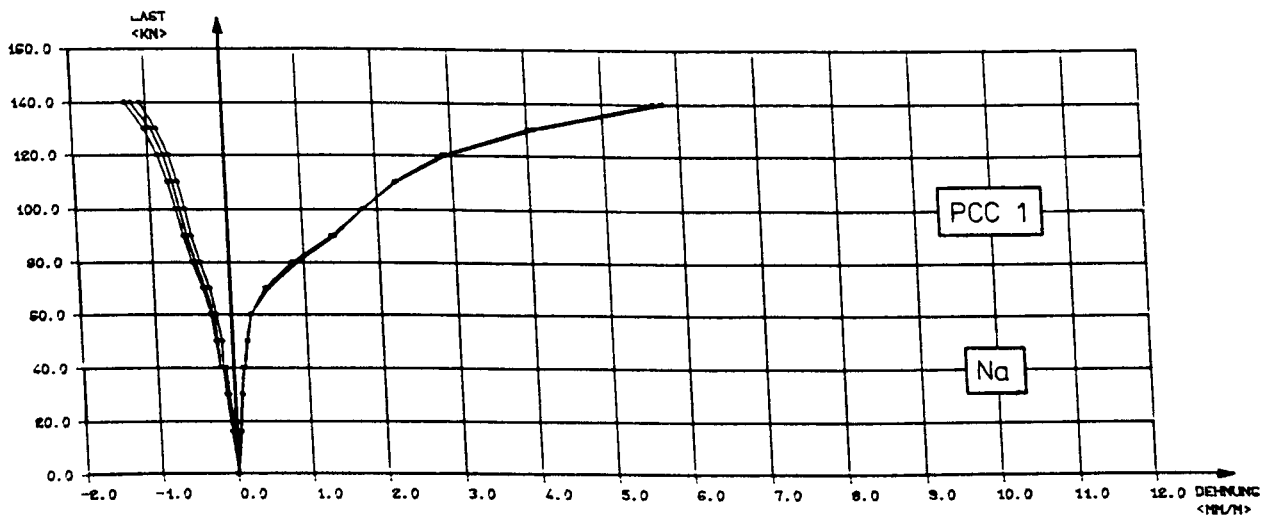
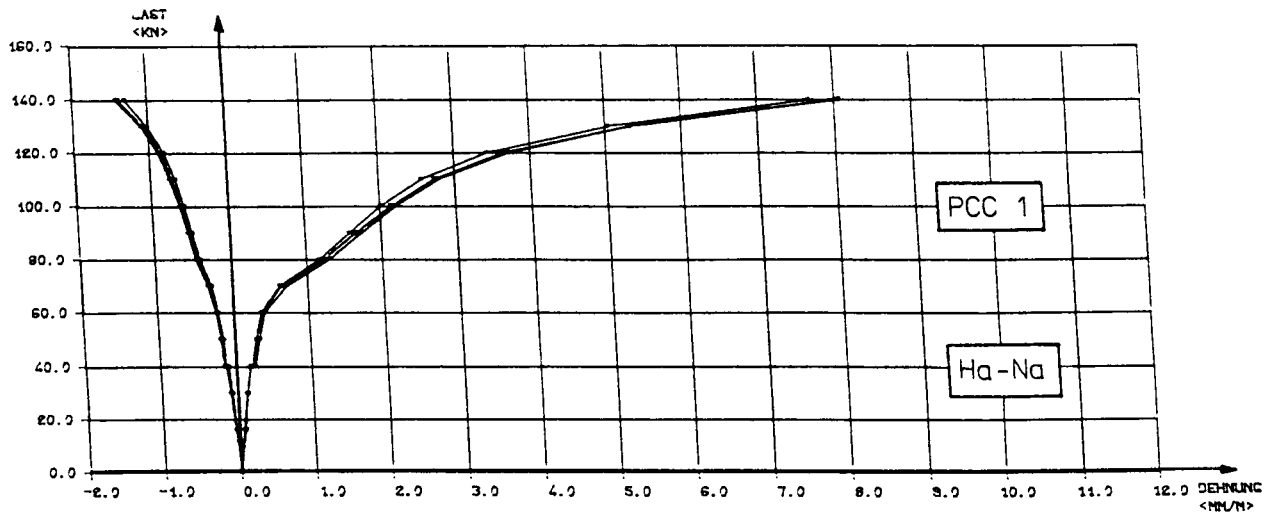


Bild 43 a: Randfaserdehnungen beim Bruchversuch  
Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton (PCC 1)  
Dispersion: Styrol-Butadien, Balken EE

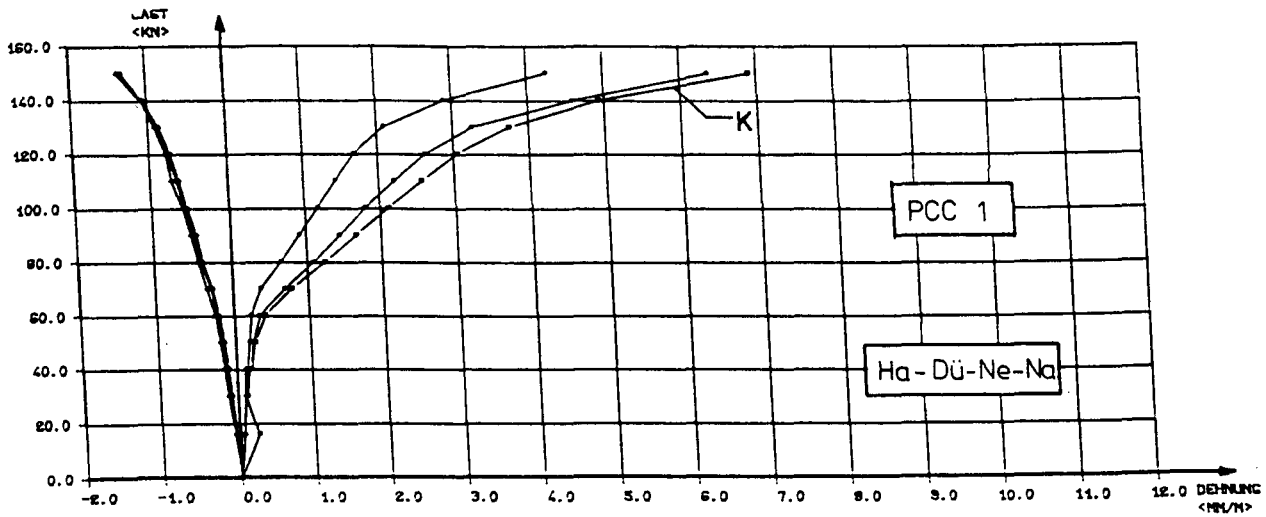
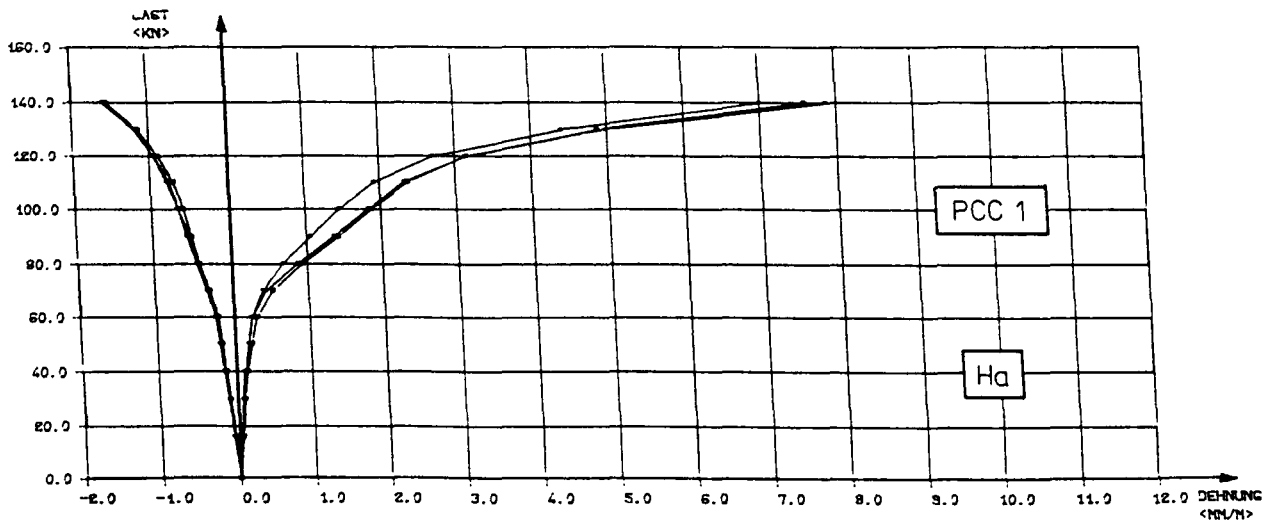


Bild 43 b: Randfaserdehnungen beim Bruchversuch  
Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton (PCC 1)  
Dispersion: Styrol-Butadien, Balken EG und ED

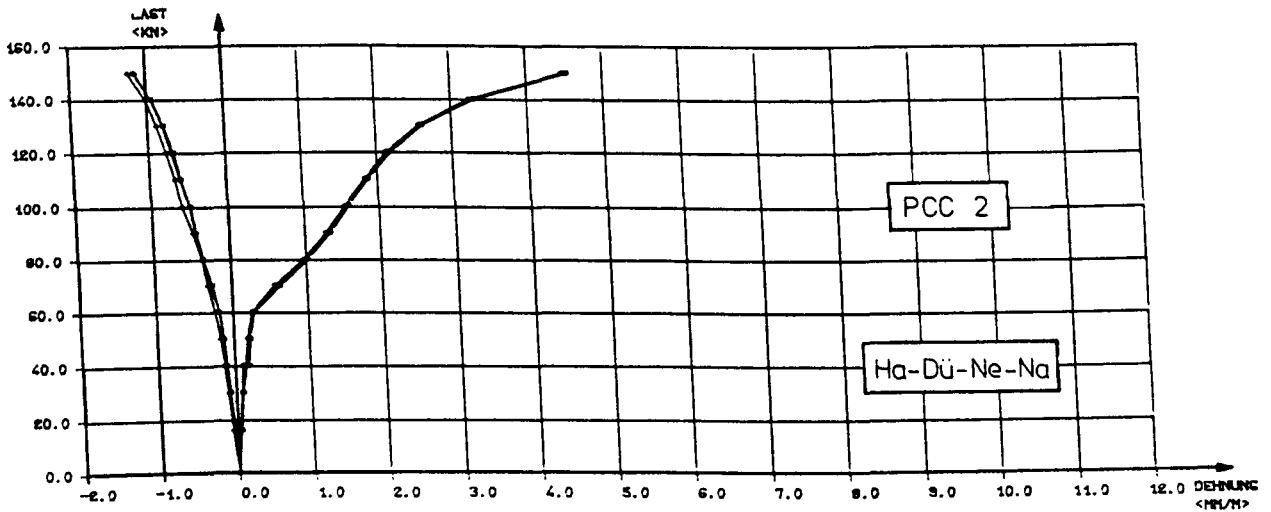
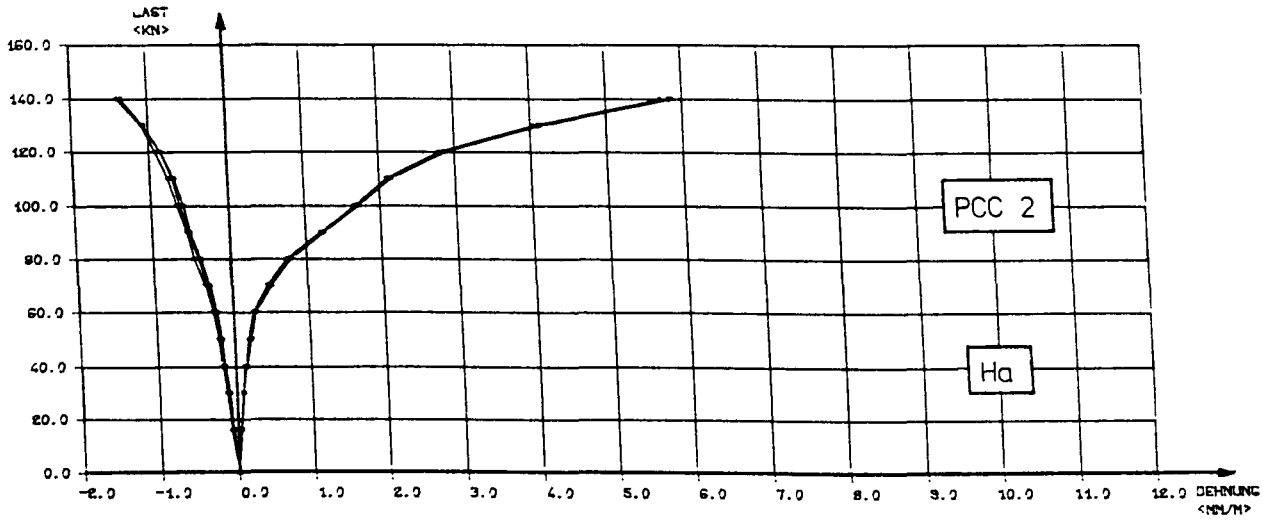


Bild 44: Randfaserdehnungen beim Bruchversuch  
Ergänzung mit polymermodifiziertem Beton (PCC 2)  
Dispersion: Acrylharzbasis  
Balken EG und ED

Bei Ergänzung mit Normalbeton ist mit Dübeln und Netzbewehrung eine geringere Dehnung des Kernbetons ( $2,5$  bzw.  $- 0,7 \text{ ‰}$ ) gegenüber dem Vergleichsbalken festzustellen. Mit Nachbehandlung verhalten sich Kern- und Ergänzungsbeton annähernd gleich, während ohne Nachbehandlung die Dehnung des Ergänzungsbetons hinter der des Kernbetons zurückbleibt (Bild 42 a). Ohne Dübel und Netzbewehrung sind die Dehnungen bei 3,0-facher Gebrauchslast von etwa gleicher Größenordnung wie beim Vergleichsbalken, d. h.  $\sim 3,0$  bzw.  $- 0,8 \text{ ‰}$ . Der Umstand, daß mit Dübeln und Nachbehandlung die Kernbetondehnung am Zugrand mit  $3,7 \text{ ‰}$  etwas größer ausgefallen ist bei gleichzeitiger Dehnung des Ergänzungsbetons von nur  $2,35 \text{ ‰}$ , läßt keinen sicheren Rückschluß auf eine ungünstige Auswirkung der Dübel zu. Ebenso ist kein eindeutig günstigeres Verhalten mit Haftbrücke zu verzeichnen.

Die Bilder 43 a und b dokumentieren die Ergebnisse an mit PCC 1 ergänzten Balken. Günstige Auswirkungen eines Haftbrückenauftrages sind nicht festzustellen, vielmehr zeigt der mit Haftbrücke ergänzte und nachbehandelte Balken sogar eine größere Zugranddehnung als der nur nachbehandelte Balken (Bild 43 a). Mit Dübeln, Netzbewehrung und Nachbehandlung ist eine geringere Dehnung des Ergänzungsbetons gegenüber der des Kernbetons zu verzeichnen. Mit Ausnahme des mit Haftbrücke ergänzten und nachbehandelten Balkens sind die Dehnungen stets von gleicher Größe wie beim Vergleichsbalken.

Bei dem mit PCC 2 und Haftbrücke ergänzten Balken (Bild 44) sind die Randfaserdehnungen mit Dübeln, Netzbewehrung und Nachbehandlung kleiner als beim Vergleichsbalken. Ohne Dübel und Netzbewehrung ergeben sich Dehnungen in der Größe wie beim Vergleichsbalken. Dübel und Netzbewehrung wirken sich somit eindeutig mindernd auf die Dehnungen aus.

#### 7.4.4 Zusammenfassung

Das vorstehend dargelegte Dehnungsverhalten unter Gebrauchslast und im Bruchversuch bestätigt erwartungsgemäß die Ergebnisse der Rißstudien und des Verformungsverhaltens. Auch hier läßt sich keine hervorstechend günstige Auswirkung der Anordnung einer Haftbrücke oder auch von Dispersionszugaben beim Beton erkennen. Dagegen ist der



positive Einfluß der Kombination von Dübeln und Netzbewehrung in einem Ergänzungs- und die Bedeutung von Nachbehandlungsmaßnahmen unübersehbar.

## 8 Haftzugfestigkeit

### 8.1 Prüfungsverfahren

Aus den in einem Zuge mit den Prüfkörpern hergestellten Begleitplatten (vgl. Abschnitt 3.1) wurden nach 28 Tagen Raumlagerung sowie nach weiteren 12 Monaten Lagerung im Freien außerhalb des Einflußbereiches evtl. aufgetretener Risse zwei Serien von 3 bzw. 4 Bohrkernen mit Durchmessern von 5 cm entnommen. Nach Abschleifen des Feinmörtels von den Stirnflächen wurden 3 cm dicke Stahlstempel aufgeklebt, an deren abliegender Kreisfläche Zugstangen zentral und gelenkig angeschlossen waren. Die Zugstangen wurden in die Klemmbakken einer Zugprüfmaschine eingespannt und die Haftzugfestigkeit der Verbindung zwischen Kernbeton und Ergänzungs- und im Zugversuch geprüft.

### 8.2 Ergebnisse

#### 8.2.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Zugprüfungen zu den beiden Untersuchungszeitpunkten U1 und U2 sind in Bild 45 einander gegenübergestellt; angegeben sind jeweils die Mittelwerte der Serien. Die Einzelergebnisse der Zugversuche sind Tabelle 9 zu entnehmen. Schließlich zeigen die Bilder 46 bis 60 die Bruchflächen der Zugkörper.

Die Prüfung der Bohrkern aus den Begleitplatten des Vergleichsbalkens E0 liefert naturgemäß die Zugfestigkeit des Kernbetons und damit gleichzeitig die Größe der Abreißfestigkeit bzw. Haftzugfestigkeit, die bei nachträglicher Ergänzung eines entsprechenden Kernbetons maximal erreicht werden kann. Der aus Bild 45 zu erkennende

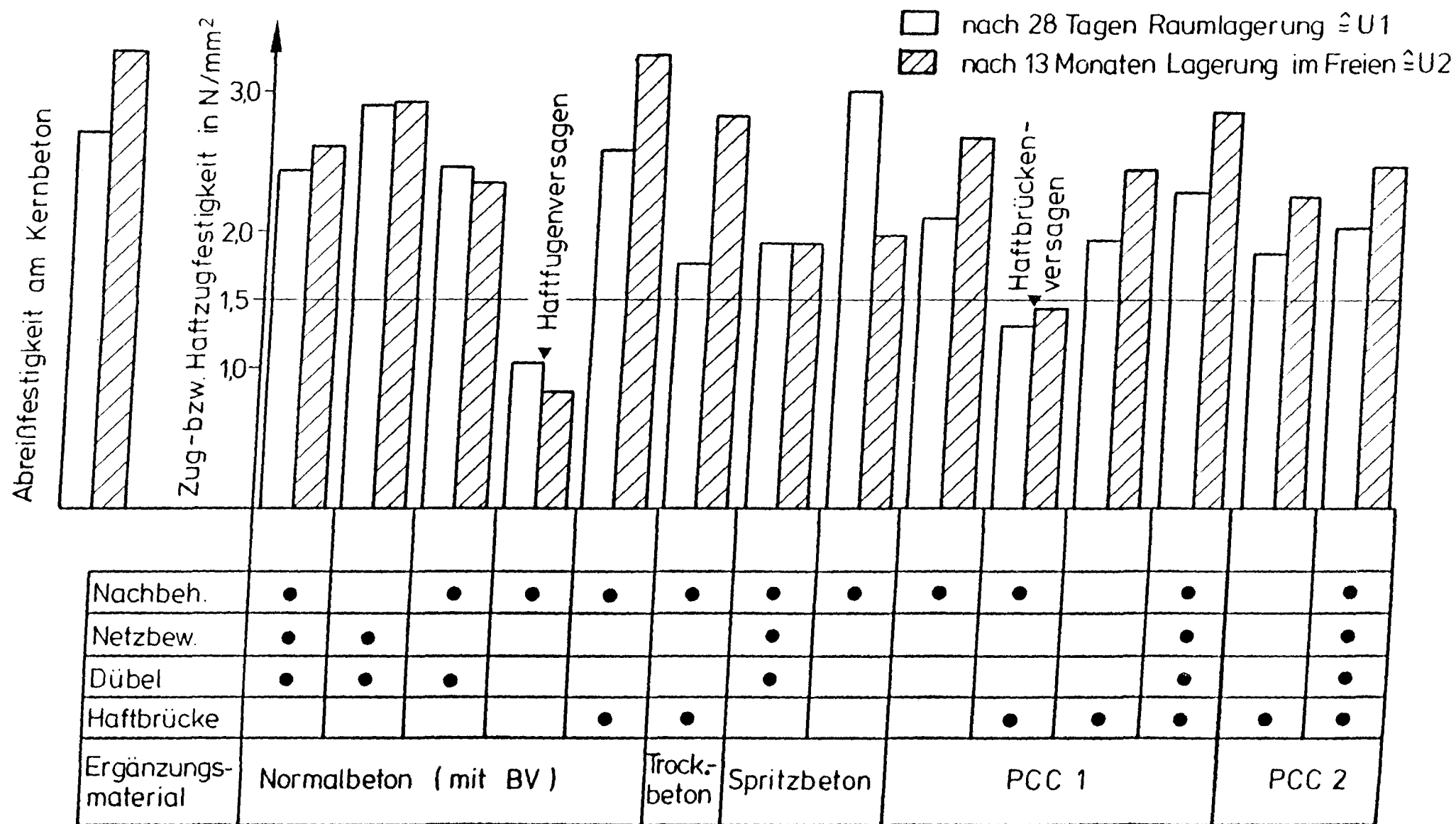
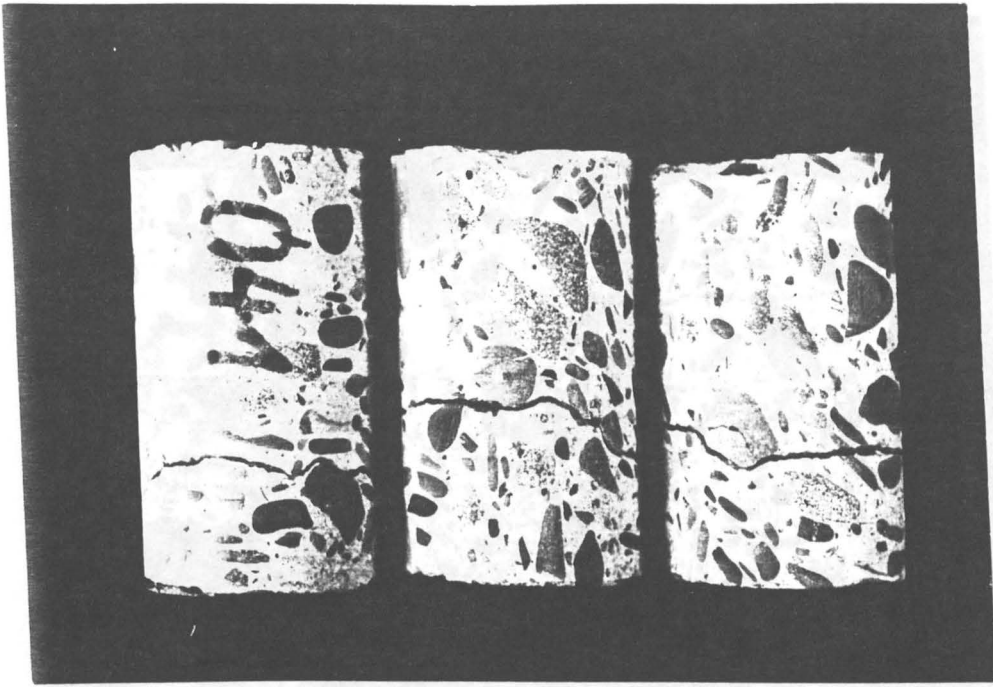
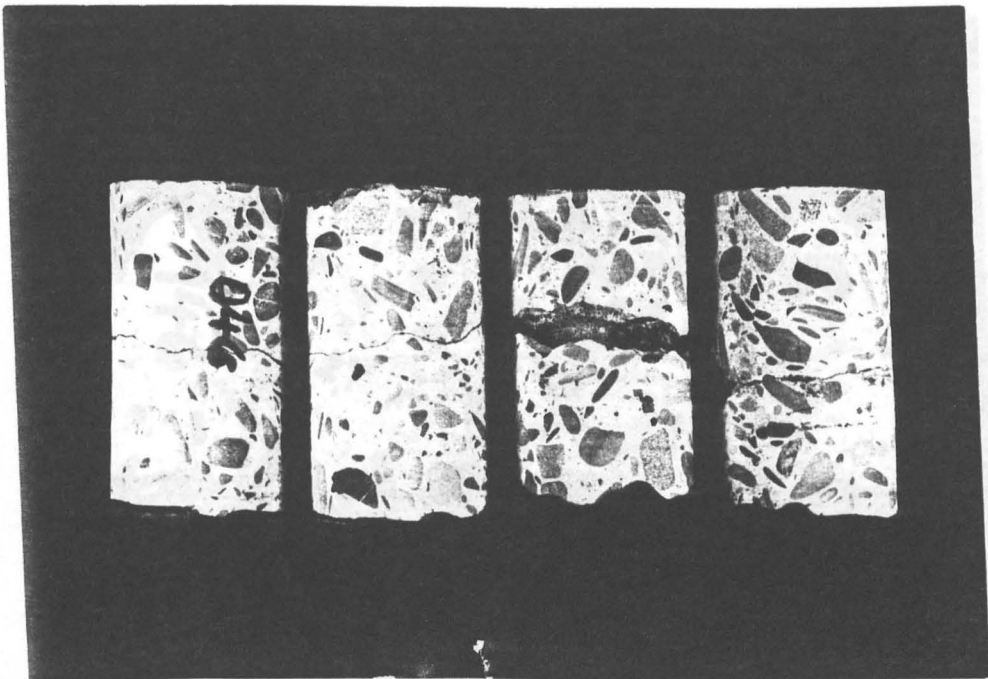


Bild 45: Zugprüfungen, Parameterstudie

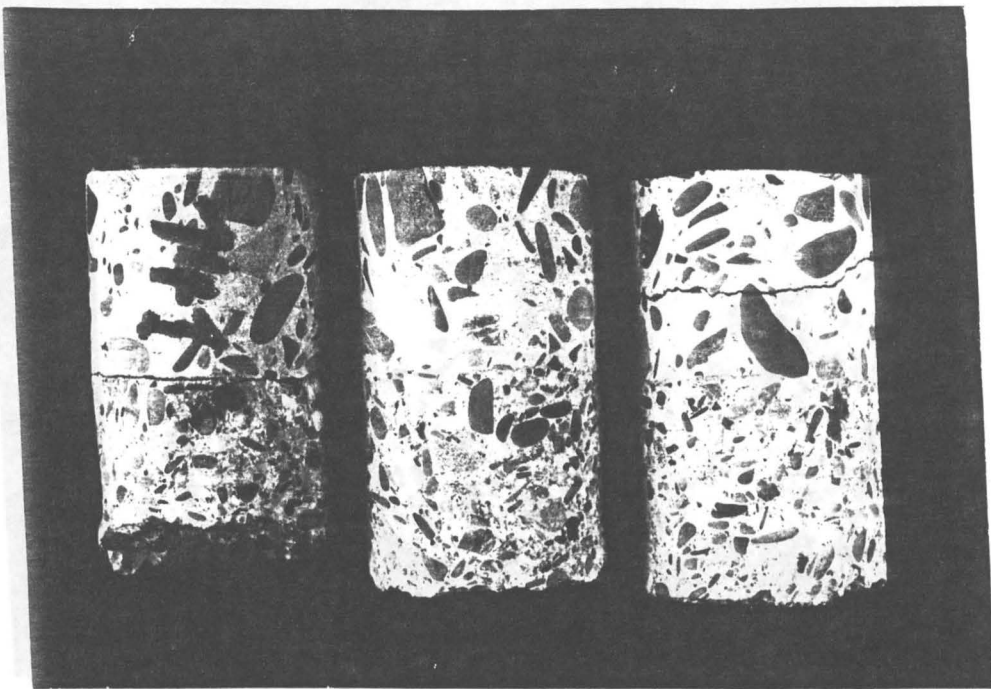


Prüfung nach 28 Tagen (U1)

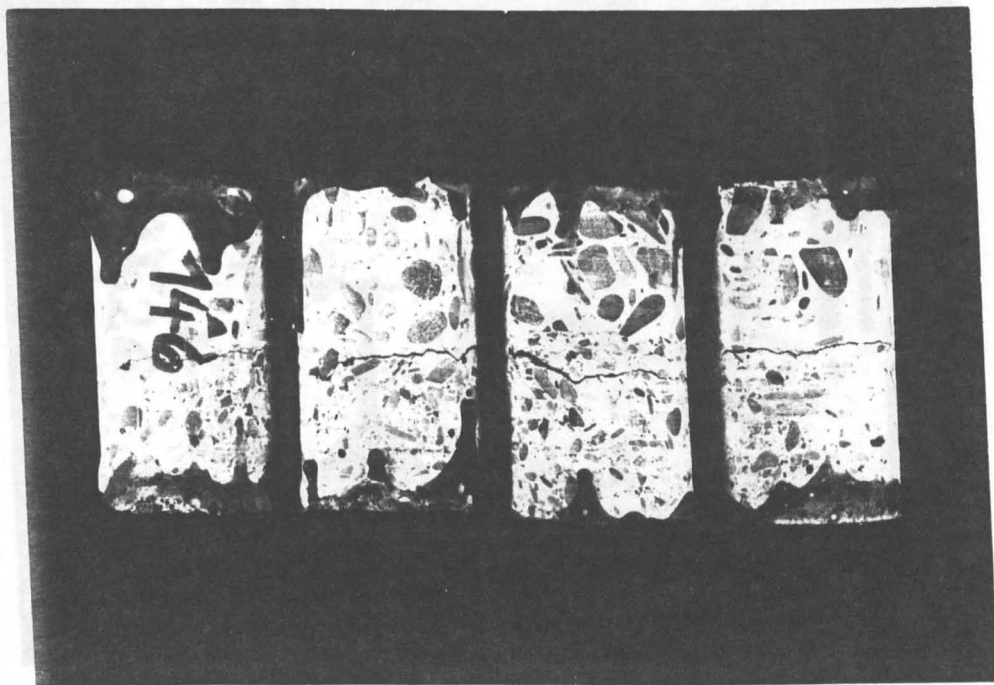


Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 46: Vergleichsbalken E0  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen

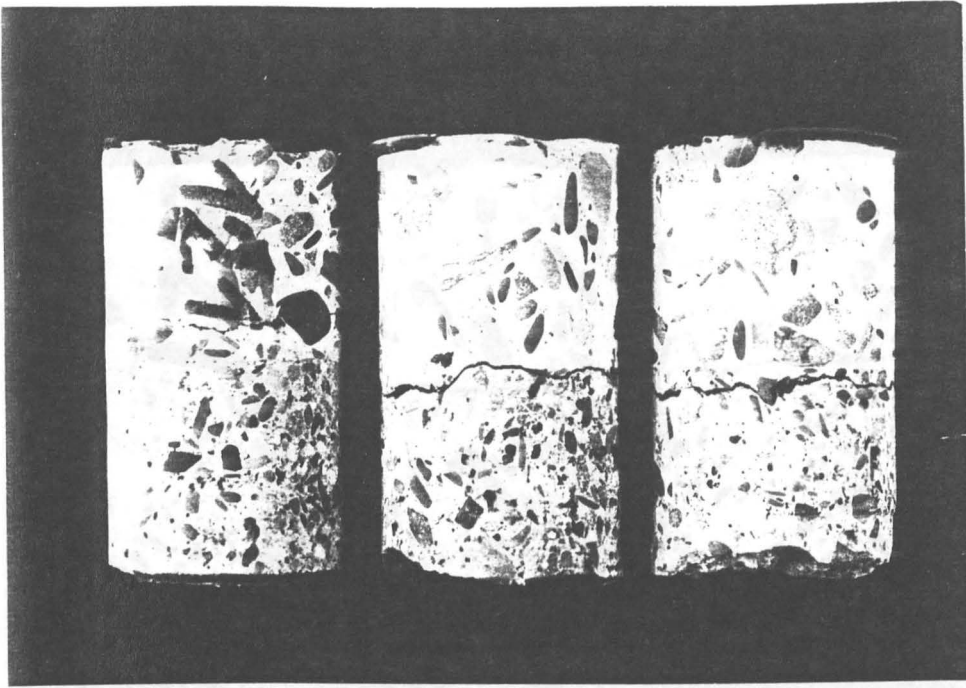


Prüfung nach 28 Tagen (U1)

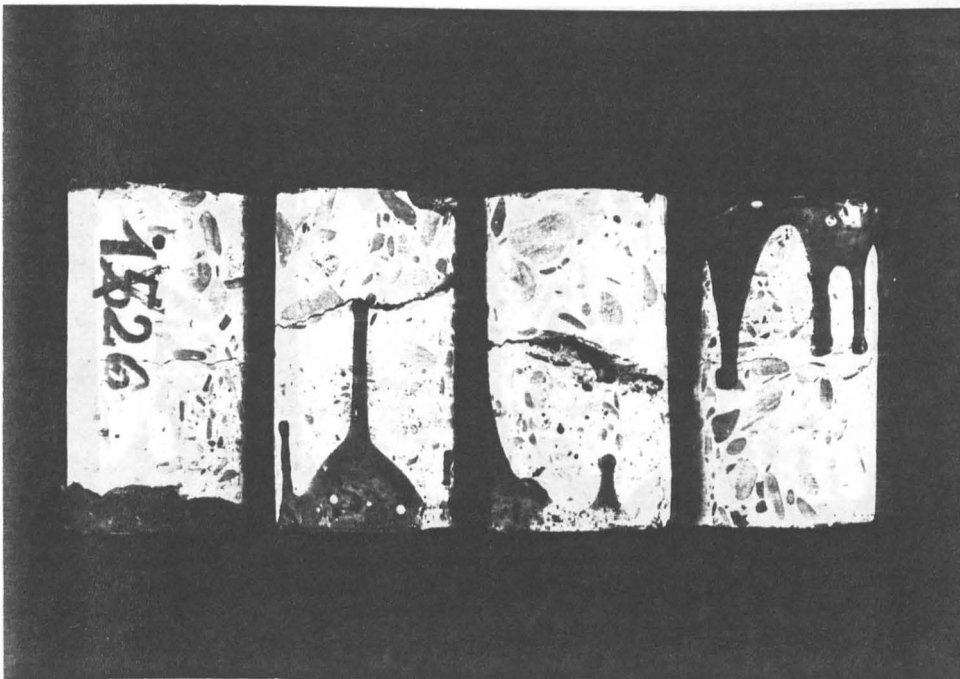


Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 47: Normalbeton-Ergänzung mit Dü - Ne - Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen

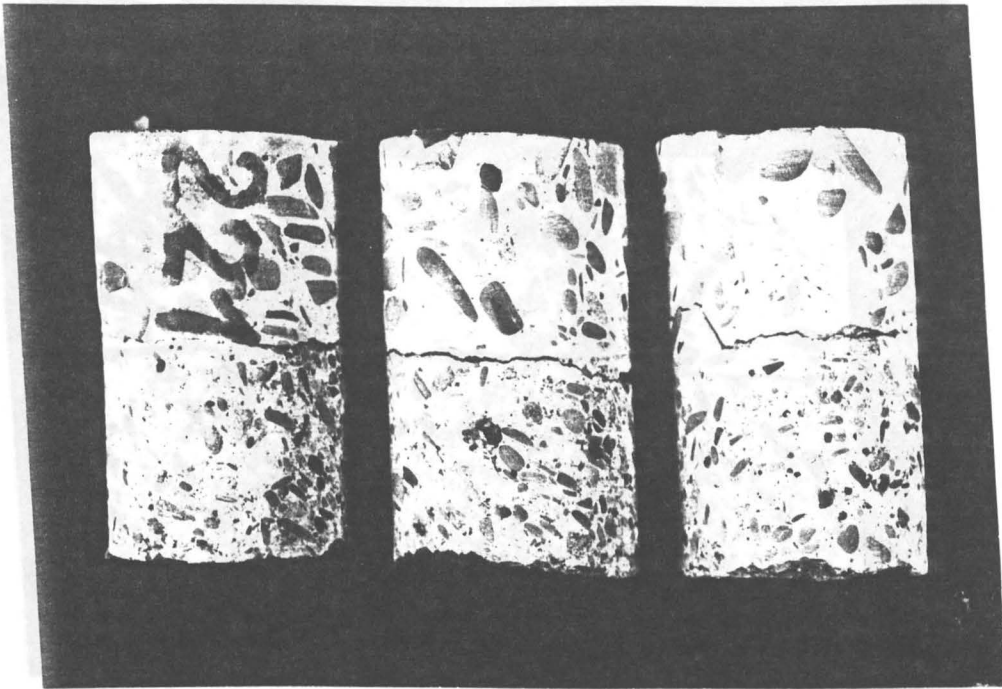


Prüfung nach 28 Tagen (U1)

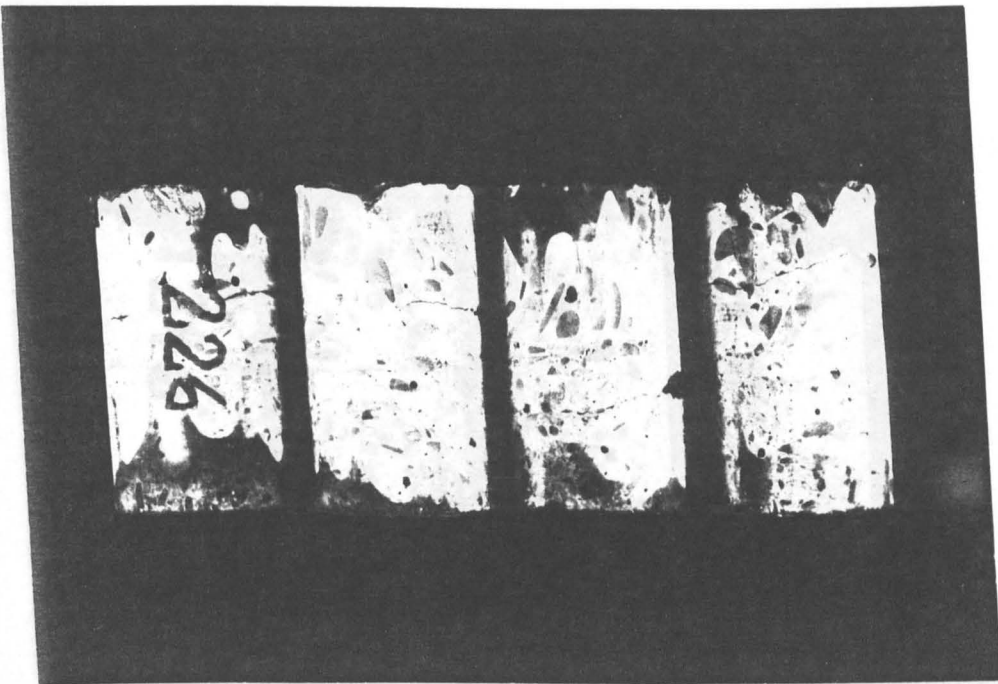


Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 48: Normalbeton-Ergänzung mit Dü - Ne  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen



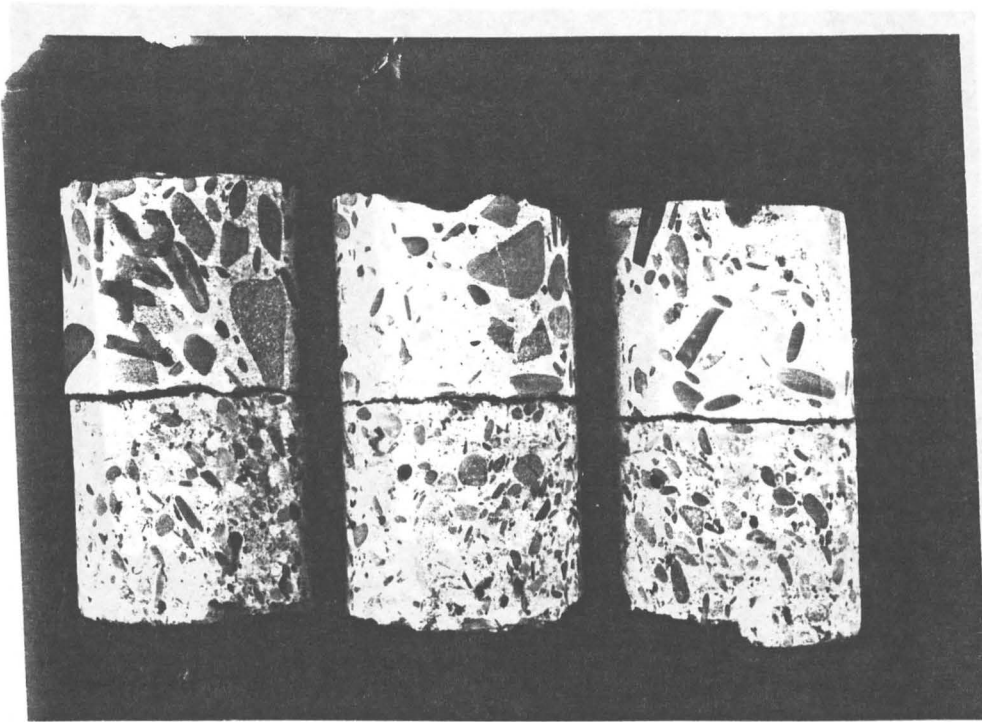
Prüfung nach 28 Tagen (U1)



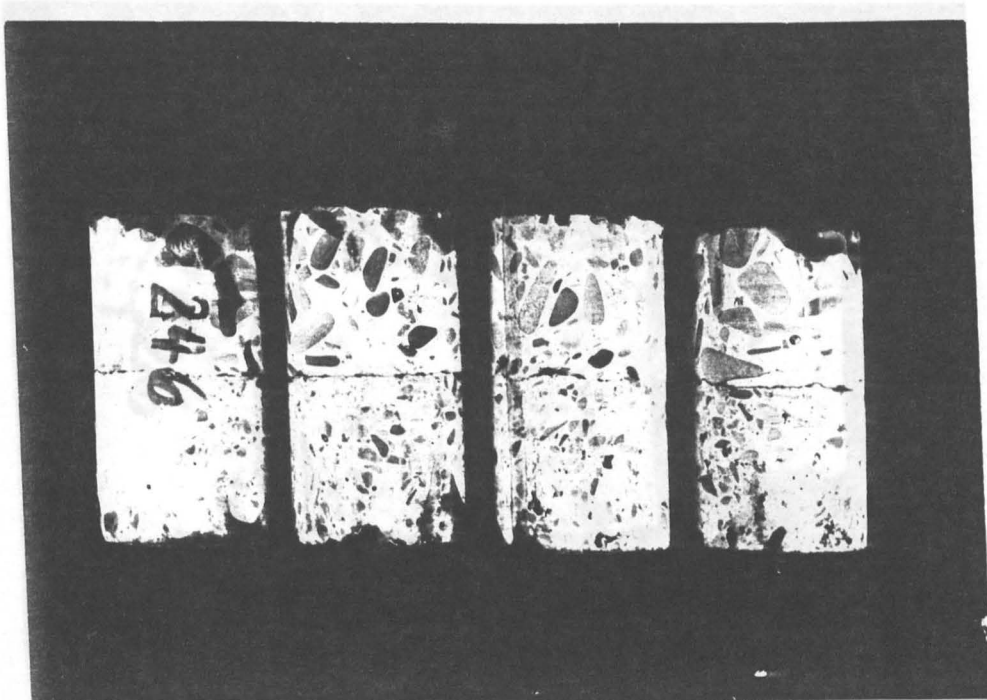
Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 49: Normalbeton-Ergänzung mit Dü - Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen



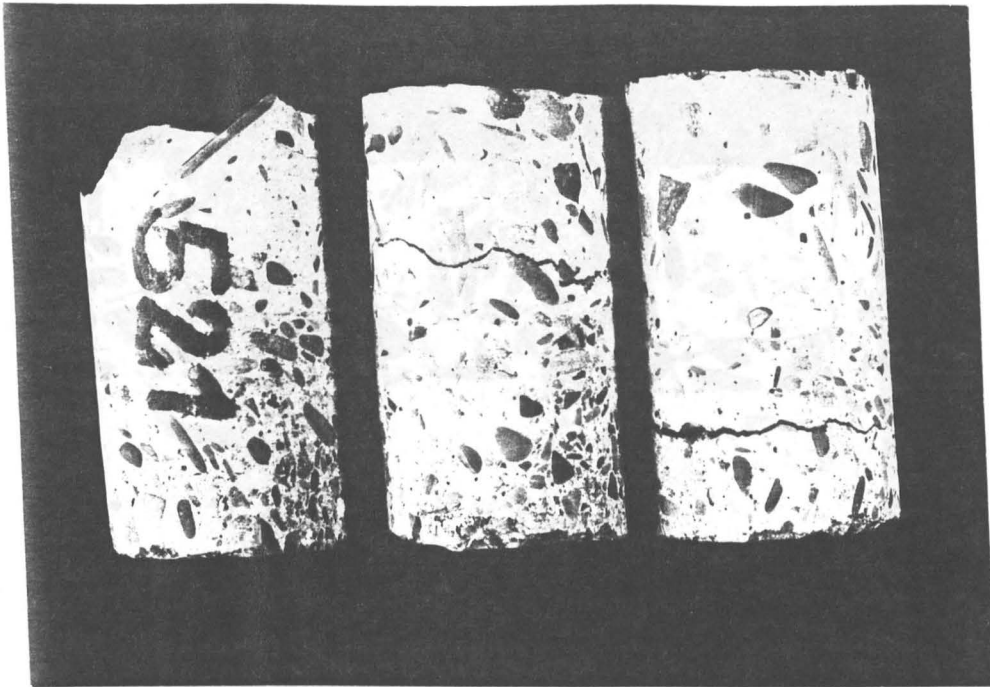


Prüfung nach 28 Tagen (U1)

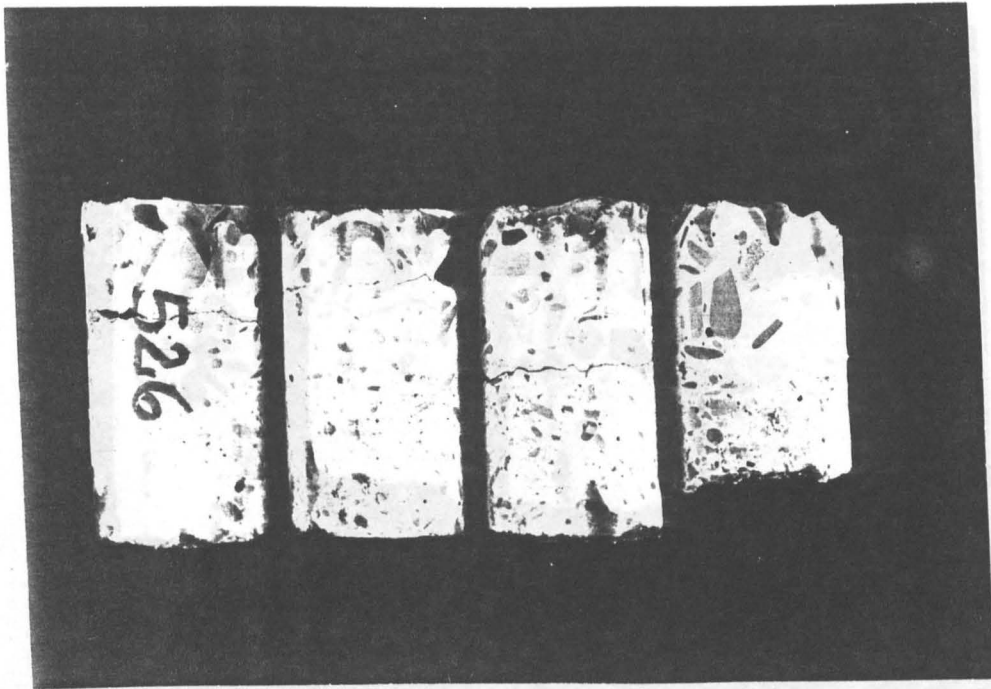


Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 50: Normalbeton-Ergänzung mit Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen



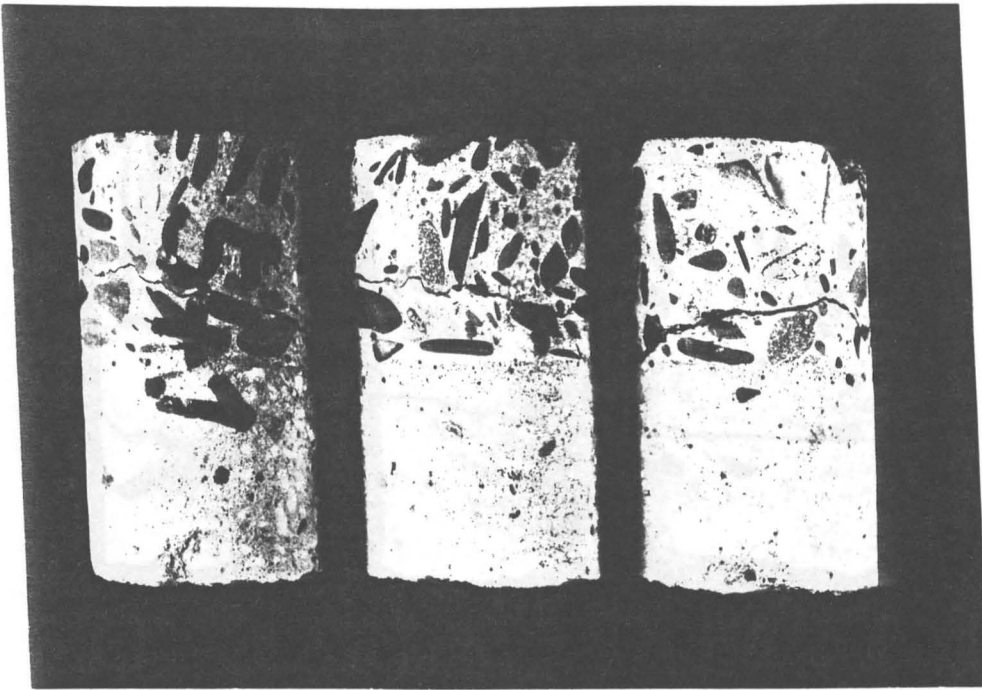
Prüfung nach 28 Tagen (U1)



Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 51: Normalbeton-Ergänzung mit Ha - Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen





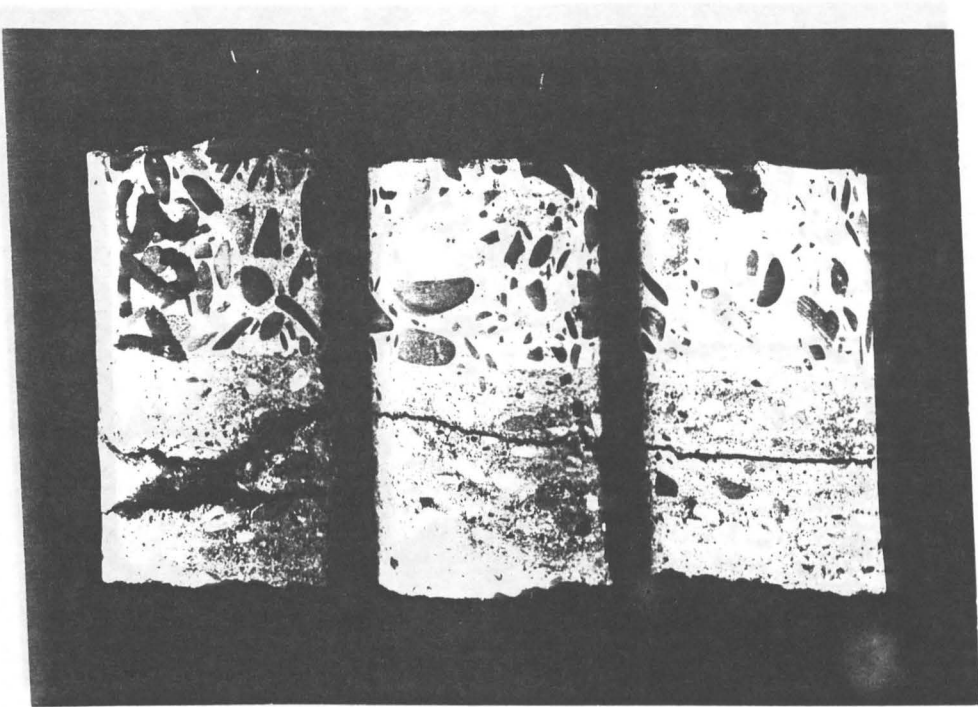
Prüfung nach 28 Tagen (U1)



Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 52: Trockenbeton-Ergänzung mit Ha - Na - Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen

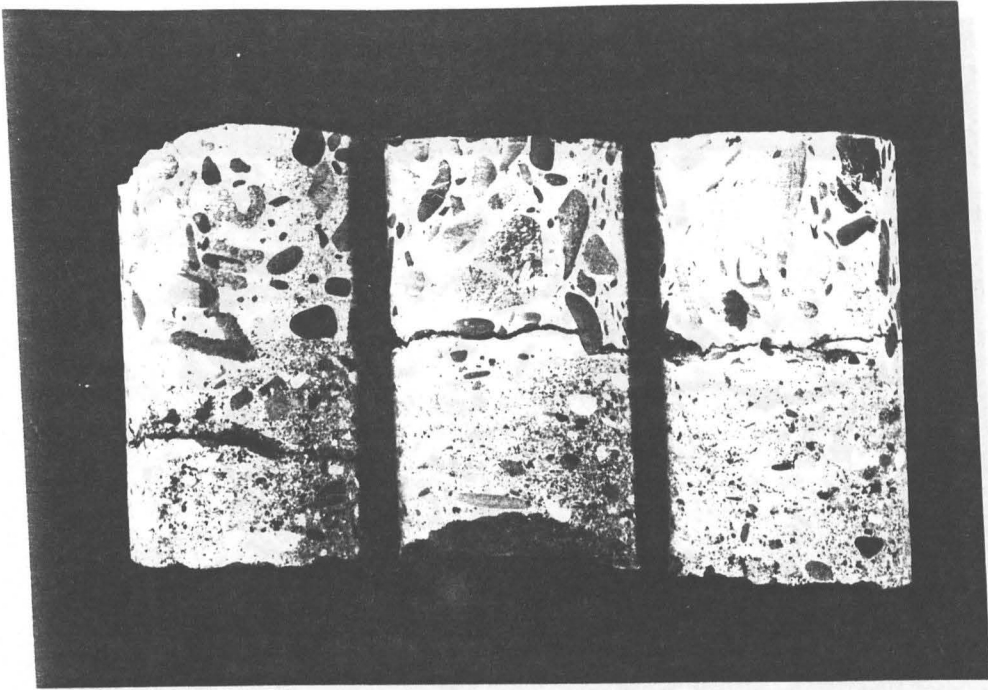


Prüfung nach 28 Tagen (U1)



Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 53: Spritzbeton-Ergänzung mit Dü - Ne - Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen

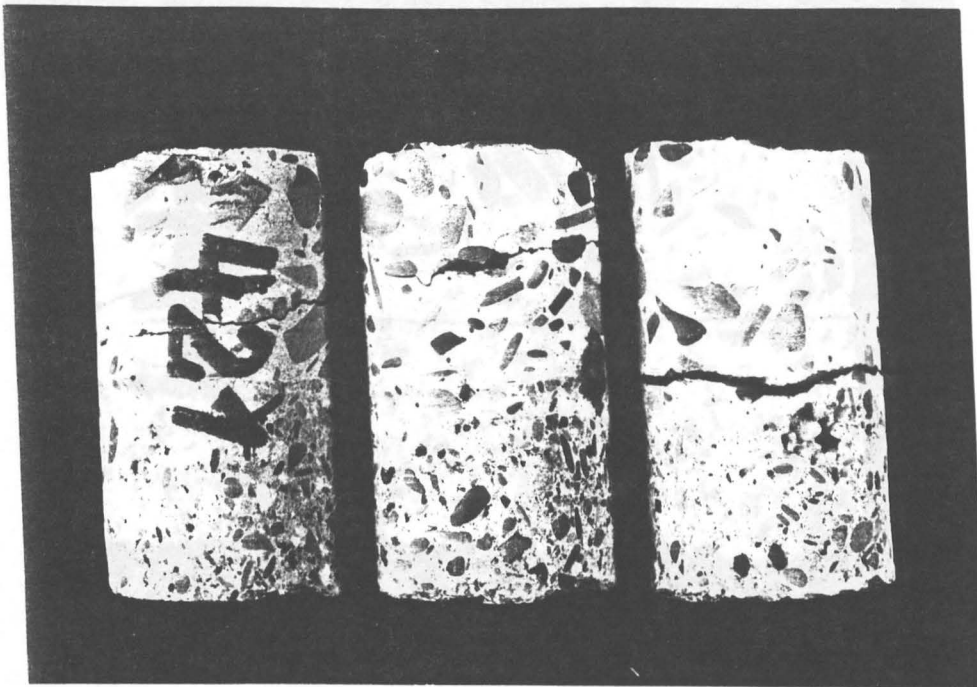


Prüfung nach 28 Tagen (U1)

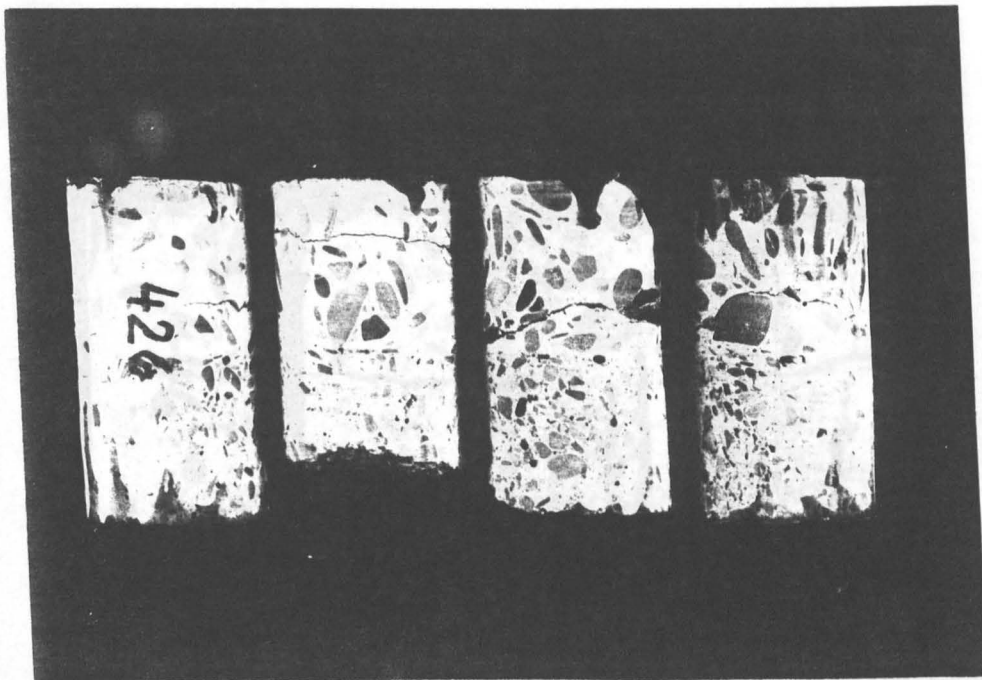


Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 54: Spritzbeton-Ergänzung mit Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen



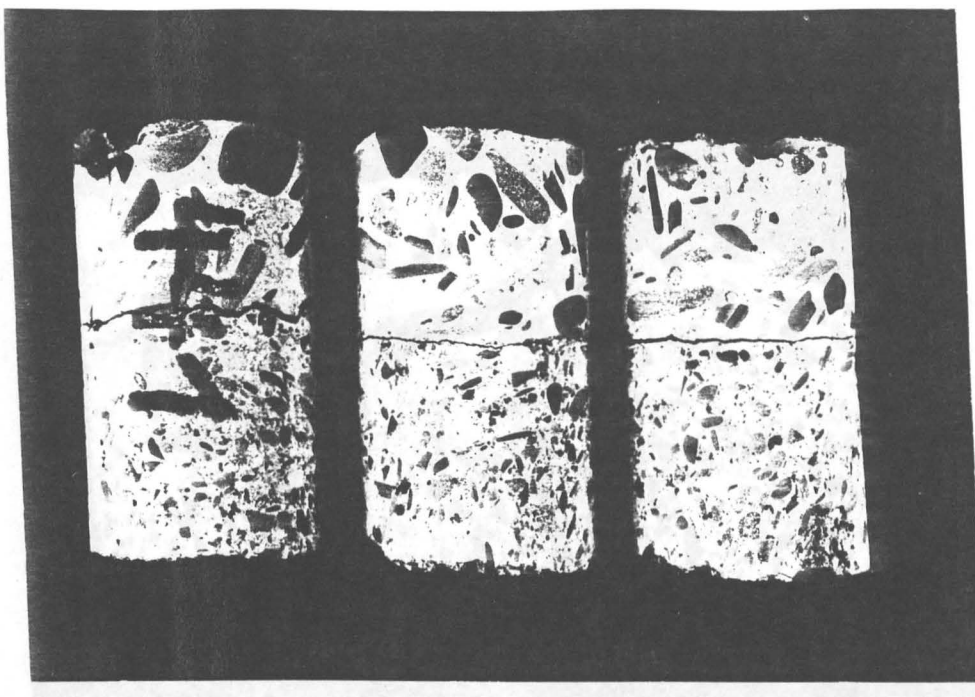
Prüfung nach 28 Tagen (U1)



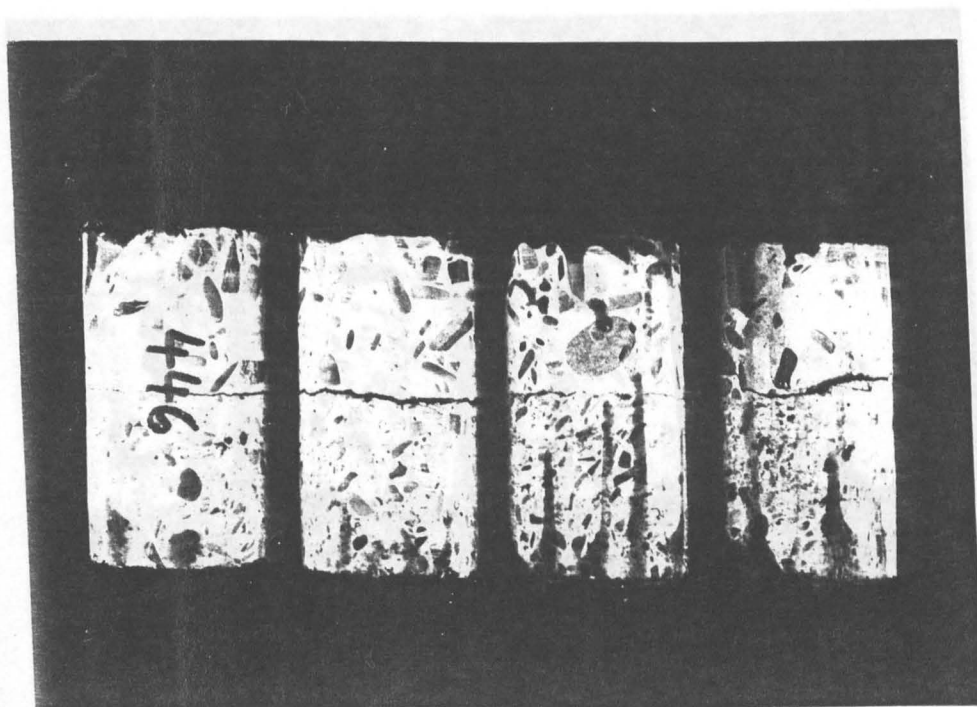
Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 55: PCC 1-Ergänzung mit Na

Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen



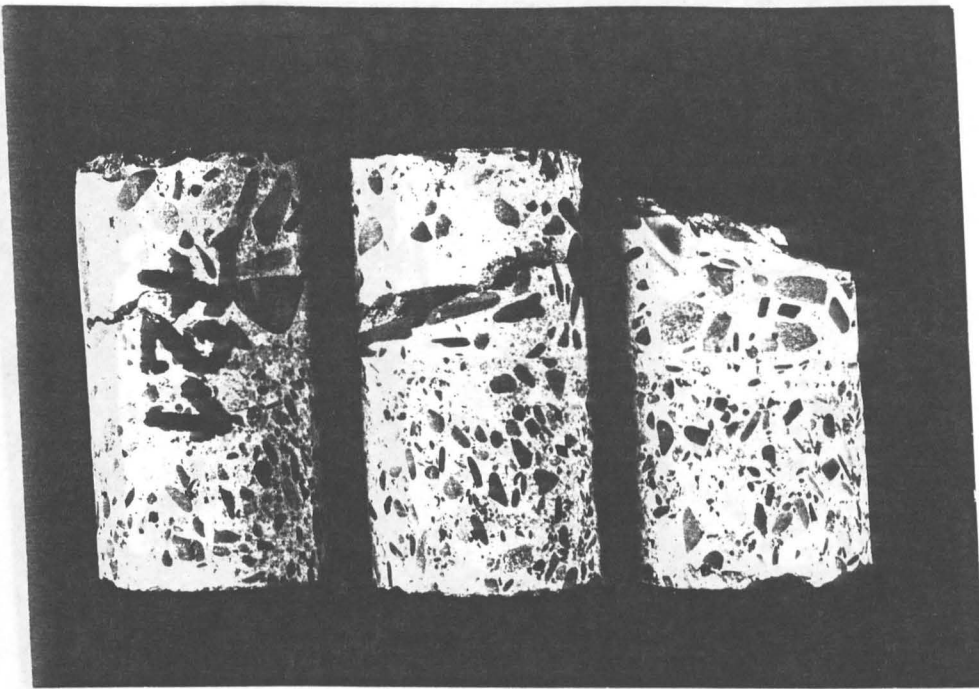
Prüfung nach 28 Tagen (U1)



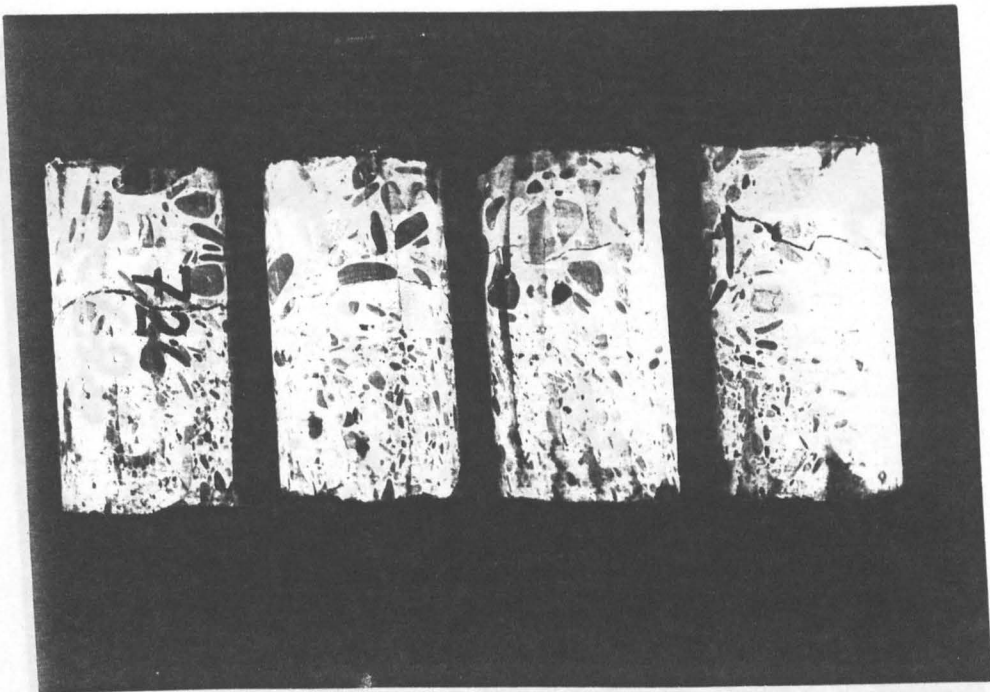
Prüfung nach 13 Monaten (U2)  
Prüfung nach 13 Monaten

Bild 56: PCC 1-Ergänzung mit Ha - Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen



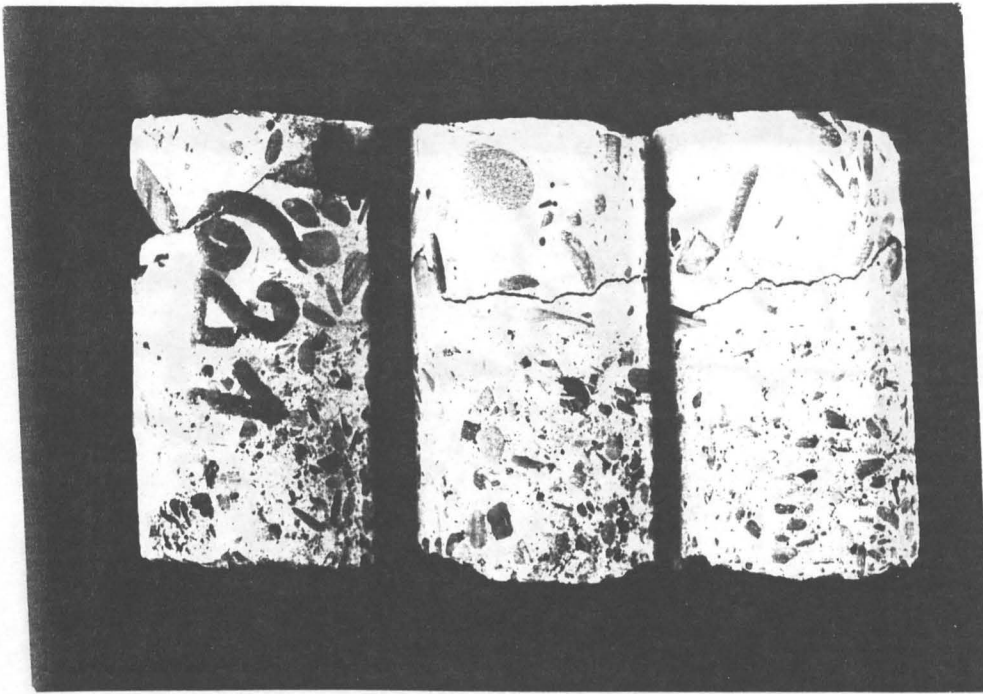


Prüfung nach 28 Tagen (U1)



Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 57: PCC 1-Ergänzung mit Ha  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen

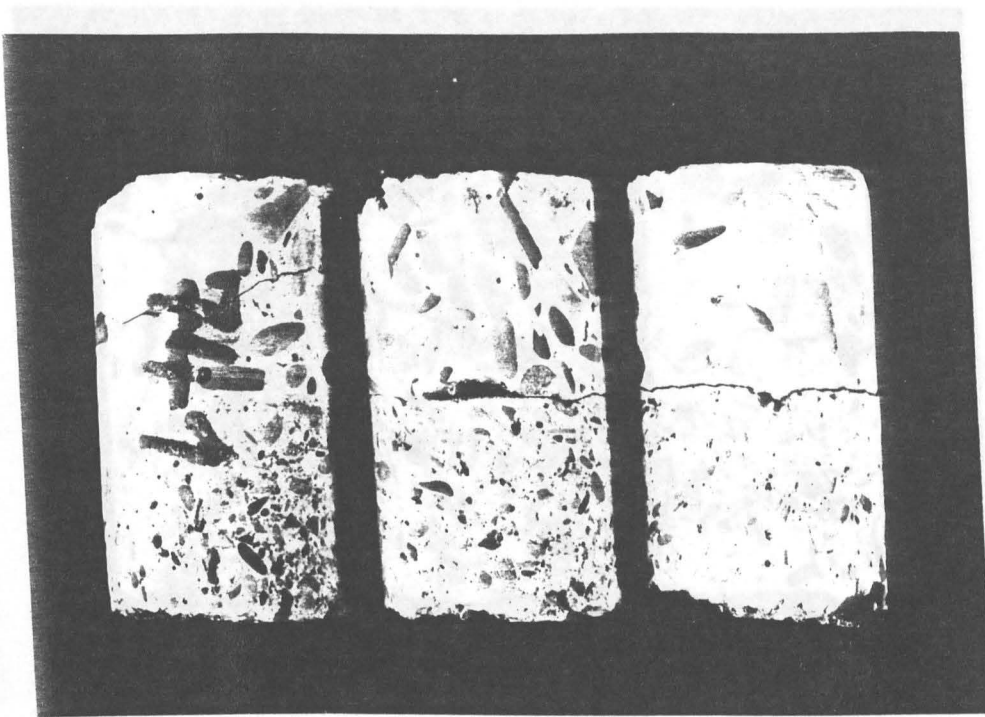


Prüfung nach 28 Tagen (U1)

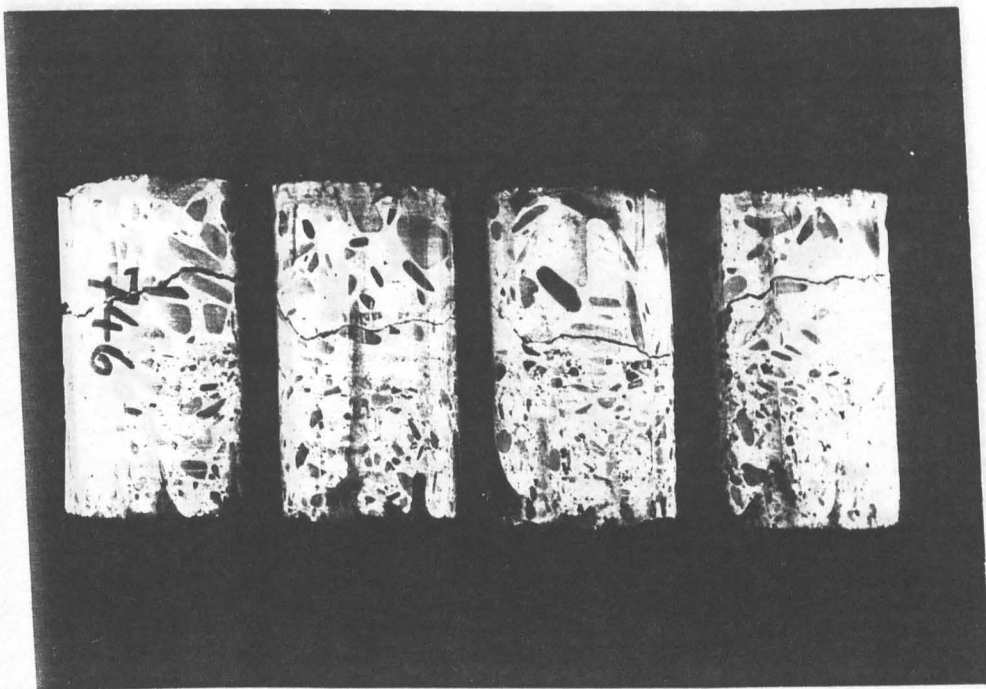


Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 58: PCC 1-Ergänzung mit Ha - Dü - Ne - Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen



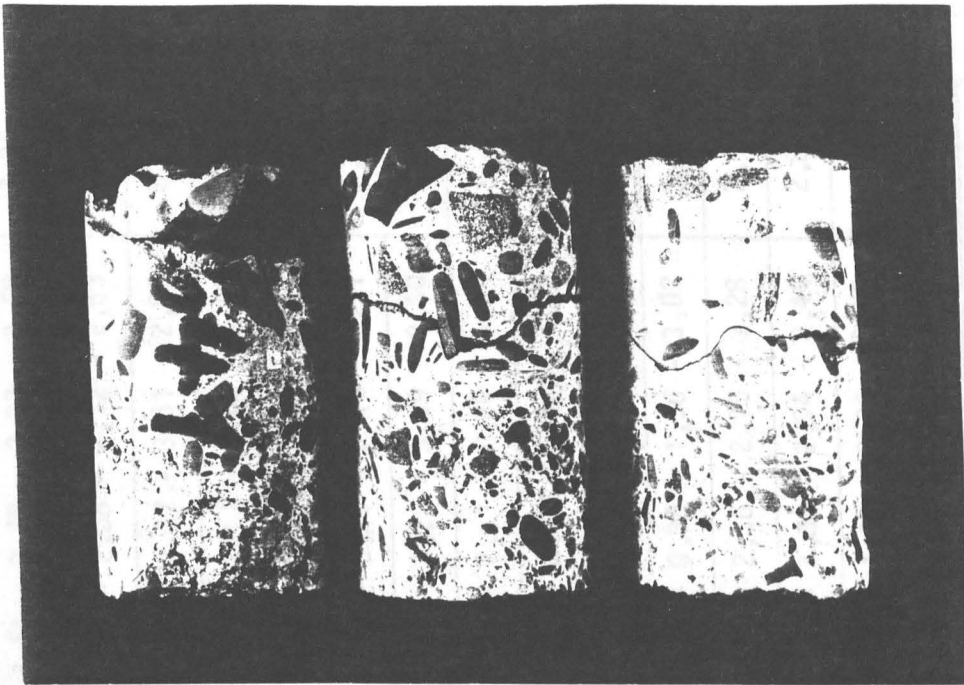
Prüfung nach 28 Tagen (U1)



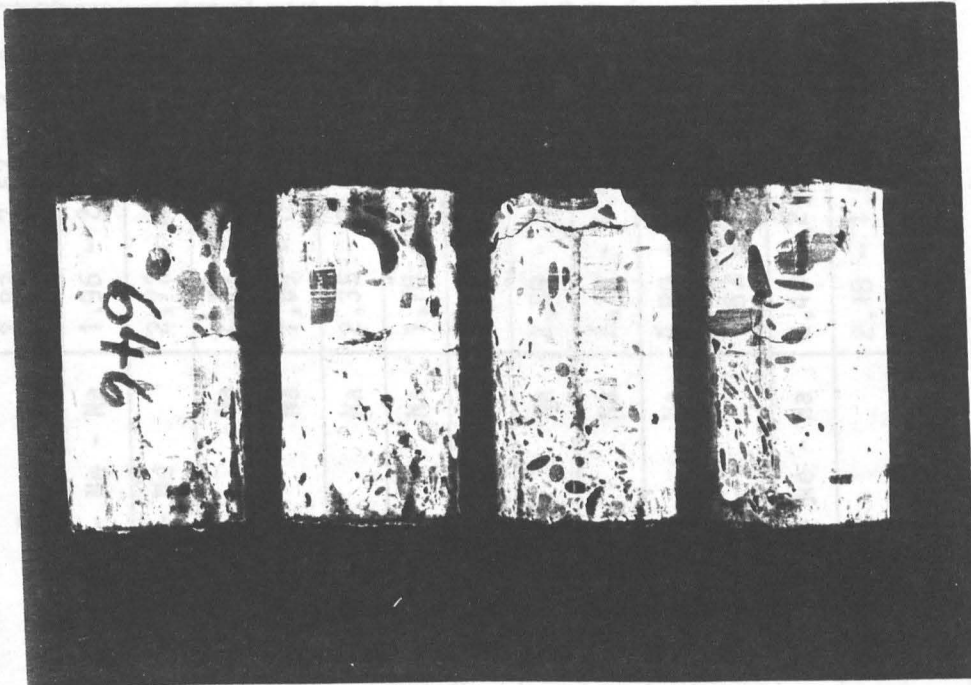
Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 59: PCC 2-Ergänzung mit Ha  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen





Prüfung nach 28 Tagen (U1)



Prüfung nach 13 Monaten (U2)

Bild 60: PCC 2-Ergänzung mit Ha - Dü - Ne - Na  
Mantelflächen der Zugproben mit Bruchstellen

Ergänzungsmaterial	Parameter	Festigkeit in N/mm <sup>2</sup>			
		U 1		U 2	
		Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert
Vergleichsbalken	-	2,83 - 2,62 - 2,74	2,73	3,51 - 3,38 - 2,93 - 3,58	3,35
Normalbeton	Dü - Ne - Na	1,96 - 2,96 - 2,43	2,45	2,73 - 2,38 - 2,72 - 2,63	2,62
	Dü - Ne	2,72 - 2,65 - 3,37	2,91	2,95 - 2,37 - 3,61 - 2,85	2,95
	Dü - Na	2,17 - 2,71 - 2,56	2,48	2,09 - 2,51 - 2,25 - 2,49	2,34
	Na	1,09 - 0,72 - 1,33	1,05	0,23 - 0,50 - 0,55 - 2,13	0,85
	Ha - Na	2,35 - 2,52 - 2,90	2,59	3,01 - 3,69 - 3,40 - 2,91	3,25
Trockenbeton	Ha - Na	1,78 - 1,31 - 2,23	1,77	2,24 - 3,22 - 3,09 - 2,80	2,84
Spritzbeton	Dü - Ne - Na	1,48 - 1,27 - 3,05	1,93	1,91 - 2,11 - 2,24 - 1,32	1,90
	Na	2,89 - 3,33 - 2,84	3,02	1,01 - 2,78 - 1,57 - 2,52	1,97
PCC 1	Na	2,22 - 1,97 - 2,10	2,10	2,23 - 3,38 - 2,88 - 2,21	2,68
	Ha - Na	0,89 - 1,16 - 1,89	1,31	1,14 - 0,38 - 1,36 - 3,02	1,48
	Ha -	1,87 - 1,94 - 1,99	1,93	2,46 - 2,36 - 2,75 - 2,28	2,46
	Ha - Dü - Ne - Na	2,40 - 2,02 - 2,41	2,28	2,72 - 3,36 - 2,94 - 2,44	2,87
PCC 1	Ha	2,18 - 1,56 - 1,79	1,84	2,25 - 1,91 - 2,36 - 2,58	2,28
	Ha - Dü - Ne - Na	1,75 - 2,07 - 2,20	2,00	2,27 - 3,09 - 2,41 - 2,11	2,47

Tabelle 9: Ergebnisse der Zugprüfungen

Zuwachs der Zugfestigkeit von rd. 20 % während 12-monatiger Lagerung im Freien zeigt, daß der Beton trotz vorausgegangener Alterung noch an Festigkeit zugenommen hat.

Bei Bauteilergänzungen wird i.a. keine gleichmäßige Verbindung der Materialien und somit eine geringere Fugenfestigkeit gegenüber der Zugfestigkeit der verbundenen Materialien erwartet. Die unvermeidbaren Zwangbeanspruchungen aus Hydratationswärmeabfluß und Schwinden des Ergänzungsbetons bewirken Schub- und Zugbeanspruchungen in der Fuge und in den angrenzenden Materialien und setzen die Tragfähigkeit gegenüber äußeren Lasten herab. Eine Zunahme der Festigkeit mit der Zeit ist einerseits durch die Nacherhärtung der Materialien und andererseits durch den Abbau der Zwangbeanspruchungen infolge zeitabhängiger Verformungsvorgänge erklärbar; der Zuwachs an Haftzugfestigkeit hängt somit vom Ausmaß der Nacherhärtung und den Kriecheigenschaften des Ergänzungsmaterials ab.

#### 8.2.2 Ergänzung aus Spritzbeton

Bei der Zugkörperserie aus Begleitplatten mit Netzbewehrung und fugenübergreifender Dübelbewehrung wichen die Festigkeiten zu den Zeitpunkten U1 und U2 nur unerheblich voneinander ab. Der Bruch trat stets im Spritzbeton (Bild 53) auf, wobei die erreichten Festigkeits-Einzelwerte mit 1,27 bis 3,05 N/mm<sup>2</sup> stark streuten; der Mittelwert lag etwa 30 % unter dem Grundwert (U1) des Kernbetons.

Ohne Bewehrung trat das Versagen zum Zeitpunkt U1 entweder im Kernbeton oder Spritzbeton auf (Bild 54). Die Streuung war gering und die Festigkeit hoch; sie erreichte jene des Kernbetons. Zum Zeitpunkt U2 war jedoch auch hier eine große Streuung und ein Versagen ausschließlich im Spritzbeton oder an der Fuge zu verzeichnen. Die mittlere Festigkeit entsprach derjenigen des bewehrten Spritzbetons, d.h. etwa 70 % des Grundwertes (U1).

Möglicherweise hat die Netzbewehrung eine höhere Haftfestigkeit U1 des Spritzbetons verhindert, weil die Verdichtung in Bewehrungsnähe zwangsläufig ungleichmäßig ist. Im übrigen schwächt die Netzbewehrung die Zugfestigkeit des Spritzbetons in Netzbewehrungsebene und kann insofern Anlaß für örtliche Rißbildung durch Schwinden sein.

Der Abbau der Festigkeit des nicht bewehrten Spritzbetons zwischen U1 und U2 sowie die deutliche Zunahme der Streuung kann ihre Ursache in Zwang- und Eigenspannungen infolge des Spritzauftrages in zwei Schichten haben. Hierdurch bedingte punktuelle Verschlechterungen der Adhäsionsbindung, die bei netzbewehrtem Spritzbeton durch weitere o.g. ungünstige Einflüsse bereits frühzeitig auftreten, können bei nicht bewehrten Bauteilen offenbar erst längerfristig zum Vorschein kommen.

Die dauerhaft zu erwartende Haftfestigkeit des Spritzbetons beträgt etwas mehr als 70 % des Grundwertes (U1) des Kernbetons.

### 8.2.3 Ergänzung aus Normalbeton

Bei den Ergänzungen ohne Haftbrücke (Bilder 47 bis 50) versagten die Zugkörper zum Zeitpunkt U1 überwiegend in unmittelbarer Nähe oder in der Haftpuge. Zum Zeitpunkt U2 war dagegen häufiger ein Versagen außerhalb des Fugenbereiches zu verzeichnen, was den günstigen Einfluß der Alterung auf die Zwangbeanspruchung in der Fuge unterstreicht.

Eine nennenswerte Festigkeitserhöhung zwischen den beiden Untersuchungszeitpunkten zeigte sich nur beim Ergänzungsaufbau mit Haftbrücke. Das Versagen trat stets in deutlichem Abstand von der Fuge entweder im Ergänzungsmaterial oder im Kernbeton auf (Bild 51). Ursache der Festigkeitszunahme war somit die Nacherhärtung beider Materialien bei stets höherer Haftzugfestigkeit der Fuge.

Ein signifikanter Einfluß der variierten Parameter auf die Höhe der Zug- bzw. Haftzugfestigkeit war nicht zu vermerken. Die Ursache dafür, daß bei dem Ergänzungsaufbau mit Nachbehandlung eine deutlich geringere Festigkeit sowohl zum Zeitpunkt U1 als auch zum Zeitpunkt U2 festzustellen war, ist in unzureichender Verdichtungsarbeit beim Ergänzen der entsprechenden Begleitplatten zu suchen. Die Bohrkerne zeigten an den Haftpugen deutlich erkennbar eine Ansammlung größerer Luftporen, die eine gleichmäßige Adhäsionsbindung stören und somit das Fugenversagen auslösen (Bild 50). Zum Zeitpunkt U2 streuten die Ergebnisse dieser Serie entsprechend stark; sie lagen zwischen 0,23 und 2,13 N/mm<sup>2</sup>.

Insgesamt gesehen ist festzustellen, daß mit dem Ergänzungsmaterial Normalbeton bei sorgfältiger Verarbeitung und Verdichtung Haftzugfestigkeiten von etwa 80 % der Zugfestigkeit des Kernbetons erzielt werden können. Eine nennenswerte Zunahme der Haftzugfestigkeit infolge Alterung ist offenbar nur zu erwarten, sofern ein Ergänzungsaufbau mit Haftbrücke gewählt wird. Die Ausführung muß allerdings mit besonderer Sorgfalt erfolgen (vgl. Abschnitt 3.5.3.1).

#### 8.2.4 Ergänzung aus Trockenbeton

Bei der Zugprüfung der Bohrkernserien mit Trockenbeton-Ergänzung war in keinem Falle ein Haftfugenversagen festzustellen. Bei der Serie U1 trat der Bruch stets im Kernbeton auf, während zum Zeitpunkt U2 ein Versagen innerhalb des Trockenbetons überwog (Bild 52).

Eine genauere Betrachtung der Bruchflächen der Serie U1 läßt eine Häufung in der Rißfläche liegender, größerer Zuschlagkörner erkennen. Sie sind als Ursache des Versagens bei vergleichsweise geringer Zugbeanspruchung anzusehen, d.h. hier liegt keine besonders ungünstige Auswirkung des Trockenbetons vor. Zum Zeitpunkt U2 liegt seine Haftzugfestigkeit etwa 15 % unter derjenigen des Kernbetons.

#### 8.2.5 Ergänzung aus Beton PCC 1

Beim Betrachten der Ergebnisse in Bild 45 fällt zunächst auf, daß bei der Ergänzung mit Haftbrücke und Nachbehandlung gegenüber den anderen Ergänzungsverfahren eine deutlich geringere Festigkeit erreicht wurde, und zwar sowohl zum Zeitpunkt U1 als auch zum Zeitpunkt U2. Das Versagen trat dabei mit einer Ausnahme in der Haftbrücke auf (Bild 56). Ein Vergleich mit anderen Serien, bei denen eine Haftbrücke verwendet wurde, zeigt, daß diese nicht grundsätzlich nachteilig wirken muß. Der Blick auf die Serien ohne Haftbrücke verdeutlicht jedoch, daß bei sorgfältiger Verdichtung des Ergänzungsmaterials auch ohne Haftbrücke hohe Haftzugfestigkeiten erzielt werden können.

Ein signifikanter Einfluß der variierten Parameter auf die Höhe der Zug- bzw. Haftzugfestigkeit war nicht festzustellen. Übereinstimmend trat ein Anstieg der mittleren Festigkeit zwischen U1 und U2 auf, wobei allerdings gleichzeitig die Streuung der Ergebnisse zunahm.

Bei sorgfältiger Ausführung kann eine mittlere Festigkeit in Höhe von etwa 70 % der Festigkeit des Kernbetons erwartet werden.

#### 8.2.6 Ergänzung aus Beton PCC 2

Die Zugkörper aller Serien versagten im Kernbeton (Bilder 59 und 60), d.h. der mit D2 modifizierte Ergänzungsbeton hatte stets eine höhere Zugfestigkeit und Haftzugfestigkeit als die Zugfestigkeit des Kernbetons. Die höhere Festigkeit der Serien mit Netzbewehrung, Dübeln und Nachbehandlung geht vermutlich nur zu geringem Teil auf den Einfluß dieser Parameter zurück, vielmehr handelt es sich um normale Streuungen infolge der Inhomogenität des Materials.

Die mittlere Festigkeit beträgt wieder etwa 70 % der an den Begleitplatten des Vergleichsbalkens bestimmten Grundfestigkeiten.

#### 8.3 Zusammenfassung

Es kann festgestellt werden, daß mit zwei Ausnahmen die i.a. für Ergänzungen geforderte Haftzugfestigkeit  $> 1,5 \text{ N/mm}^2$  erreicht wurde, und zwar unabhängig von Material und Aufbringungsart sowie - was bemerkenswert erscheint - auch unabhängig davon, ob eine Haftbrücke von gleicher Materialbasis wie das Ergänzungsmaterial aufgebracht wurde oder nicht.

Die beiden Ausnahmen, bei denen Versagen in der Haftfuge zu vermerken war, lassen sich auf eine Luftporenkonzentration an der Haftfuge infolge unzureichender Verdichtung oder auf eine ungleichmäßige Qualität der Haftbrücke zurückführen.

Die Prüfungen zum Zeitpunkt U2 ließen bei den polymermodifizierten Betonen, zu denen auch der untersuchte Trockenbeton zu zählen ist, übereinstimmend eine Festigkeitszunahme erkennen, bei nicht bewehrtem Spritzbeton war ein Festigkeitsabfall festzustellen, jedoch ohne ein kritisches Ausmaß zu erreichen; vermutlich haben sich hier Zwangsspannungen infolge zweilagigen Spritzbetonauftrags erst nachträglich ausgewirkt. An bewehrtem Spritzbeton war eine geringere Festigkeit - mit einer Ausnahme - als bei Normalbetonergänzung in Schalung festzustellen; die Festigkeitsänderung über die Zeit war überwiegend gering. Der Einfluß fehlender Nachbehandlung wurde für Spritzbetonergänzungen nicht überprüft.

Aus den Zugprüfungsergebnissen lassen sich weder eindeutig günstige noch eindeutig ungünstige Auswirkungen von Dübeln und Netzbewehrung ableiten.

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse bei Ergänzung mit und ohne Haftbrücke lassen keine eindeutig günstigen Auswirkungen von Haftbrücken sondern eher die damit verbundenen Risiken erkennen.

## 9 Zusammenfassung

### 9.1 Versuchsprogramm

Es wurde das Riß- und Verformungsverhalten nachträglich ergänzter Spannbetonbalken untersucht und jenem eines monolithisch hergestellten Vergleichsbalkens gegenübergestellt. Zusammen mit den Balken hergestellte plattenförmige Begleitkörper dienten zu Zug- bzw. Abreißversuchen nach 28 Tagen Raumlagerung sowie nach weiterer 12-monatiger Lagerung im Freien.

Um einen möglichst großen Unterschied im Schwindverhalten von Kernbalken und Ergänzungsmaterial sicherzustellen, wurden alle zu ergänzenden Kernbalken und der Vergleichsbalken zusammen mit den Begleitkörpern in einer dreiwöchigen Lagerung bei 70 °C Lufttemperatur ausgetrocknet, bevor die Ergänzung auf die sandgestrahlten, matt feuchten Seitenflächen der Kernbalken aufgebracht wurde. Angaben zum

Aufbau der Ergänzungen enthält Tabelle 10; als Haftbrücke wurde je nach Ergänzungsart Zementmörtel, Trockenmörtel oder mit Polymerdispersion vermischter Zementmörtel im Spritzbewurf aufgetragen. Die Netzbewehrung des Ergänzungsbetons bestand aus punktverschweißten orthogonalen Bewehrungsgitter BSt 500 M,  $\phi$  4,  $s = 75$  mm.

Die Balkenversuche begannen jeweils 14 Tage nach Anbetonieren oder Aufspritzen des Ergänzungsbetons. Zunächst wurde das Tragverhalten bei stufenweiser Belastung bis zu einer Last  $F_0$  beobachtet, bei der im Ergänzungsmaterial praxisnahe Randzugspannungen von maximal  $3 \text{ N/mm}^2$  auftreten konnten. Es folgten:

- 100 000 Lastwechsel zwischen  $0,4 \cdot F_0$  und  $F_0$
- 12 Monate Lagerung im Freien unter Dauerlast  $F_0$
- 350 000 Lastwechsel zwischen  $0,4 \cdot F_0$  und  $F_0$  sowie schließlich
- Belastung bis zum Fließen der Biegezugbewehrung.

Zur Ergründung des Verhaltens der verschiedenen Ergänzungsarten wurden in allen Phasen der Belastungsgeschichte die Rißentstehung bzw. Veränderungen im Rißbild festgehalten. Des weiteren wurden die Randfaserdehnungen von Kern- und Ergänzungsbeton sowie Änderungen der Balkendurchbiegung verfolgt.

Die Haftzugfestigkeit der Ergänzungsbetone wurde in Zugversuchen an Bohrkernen von 5 cm Durchmesser bestimmt, die aus den Begleitplatten ausgebohrt worden waren. Es wurden jeweils mindestens drei Bohrkern aus einer Platte entnommen und geprüft.

## 9.2 Wesentliche Ergebnisse

Tabelle 10 zeigt die mittlere und die größte Rißbreite im maximal beanspruchten Bereich unter Gebrauchslast nach insgesamt 450 000 Lastwechseln und 12-monatiger Lagerung unter Dauerlast im Freien. Die mittleren Rißbreiten liegen zwischen 0,09 und 0,15 mm bei Größtwerten zwischen 0,12 und 0,22 mm. Selbst die maximalen Rißbreiten sind somit im Hinblick auf den Korrosionsschutz der Bewehrung unter normalen Umweltbedingungen von ungefährlicher Größe.



Das als optimal anzustrebende Verhalten des monolithischen Vergleichsbalkens mit  $w_m = 0,11 \text{ mm}$  und  $\max w = 0,15 \text{ mm}$  wurden von dem mit Spritzbeton ergänzten und nachbehandelten Balken eingehalten bzw. unterschritten; die geringeren Rißbreiten ergaben sich bei Anordnung von Dübeln und Netzbewehrung im Ergänzungsbeton. Ebenso waren bei den mit Normalbeton ergänzten Balken keine nennenswert größeren Rißbreiten zu verzeichnen, sofern der Beton ohne Zwischenschaltung einer Haftbrücke aufgetragen und nachbehandelt wurde. Der Einfluß einer Nachbehandlung wurde bei Spritzbetonergänzung nicht isoliert studiert, hat sich aber sicherlich günstig ausgewirkt.

Die Zugabe von Polymerdispersion zum Normalbeton hat z. T. eher etwas nachteilige als positive Auswirkungen auf das Rißbild. Der mit Dispersion auf Materialbasis Acrylsäureester modifizierte Beton zeigte dabei ein vergleichsweise etwas günstigeres Rißverhalten als jener mit Dispersion auf Materialbasis Styrol-Butadien.

Unabhängig vom gewählten Ergänzungsmaterial ergaben sich jeweils die geringsten Rißbreiten, wenn der Ergänzungsbeton netzbewehrt und angedübelt war. Dieser Fall wurde mit Trockenbeton nicht untersucht; ohne Bewehrung waren dort mit die größten Rißbreiten zu verzeichnen, wobei die mittlere Rißbreite allerdings jener des Vergleichsbalkens entsprach.

Während eine Nachbehandlung stets etwas geringere Rißbreiten nach sich zog, war eine entsprechende Verbesserung durch Anordnung einer Haftbrücke in der hier gewählten Ausführungsart nicht einheitlich festzustellen.

Die Zugfestigkeit der Bohrkerne aus den Begleitplatten des Vergleichsbalkens entspricht dem optimalen Wert der erreichbaren Haftzugfestigkeit möglicher Ergänzungen. Tabelle 10 enthält eine Gegenüberstellung der im Abstand von 12 Monaten ermittelten Werte für alle untersuchten Ergänzungsarten; angegeben ist jeweils das Mittel aus mindestens drei Versuchen.

Überwiegend wurde die i. a. für Ergänzungen geforderte Haftzugfestigkeit von  $1,5 \text{ N/mm}^2$  deutlich überschritten. Die beiden Ausnahmen lassen sich auf eine Luftporenkonzentration an der Haftfuge infolge

unzureichender Verdichtung bzw. auf ein Versagen der Haftbrücke zurückführen.

Für die meisten Ergänzungen war nach 12-monatiger Lagerung im Freien entweder eine etwa gleich große Haftfestigkeit wie nach 28 Tagen Raumlagerung oder ein höherer Wert festzustellen. Allein beim nicht bewehrten Spritzbeton war ein deutlicher Rückgang zu verzeichnen; vermutlich haben sich hier Zwangsspannungen infolge zweilagigen Spritzbetonauftrags erst später ausgewirkt. Bei Spritzbeton mit Netzbewehrung konnte eine so erhöhte Anfangssteifigkeit erst gar nicht entstehen und entsprechend war dort kein Rückgang festzustellen.

Aus den Ergebnissen der Haftzugfestigkeitsprüfungen läßt sich jedoch kein generell günstiger oder ungünstiger Einfluß einer Bewehrung von Ergänzungen ableiten. Auch eine eindeutig positive Auswirkung von Haftbrücken ist nicht zu erkennen. Der Einfluß einer fehlenden Nachbehandlung auf die Haftfestigkeit in der Kontaktfuge konnte nicht erfaßt werden; im oberflächennahen Bereich des Ergänzungsbetons konnte der Einfluß der Nachbehandlung deswegen nicht nachgewiesen werden, weil die Bohrkernenden der Zugproben abgesägt wurden.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Höhe der Haftzugfestigkeit allein noch kein hinreichendes Kriterium für die besondere Eignung eines Ergänzungsbetons ist. Ebenso wichtig ist ein günstiges Verhalten der Rißbildung unter praxisnahen Beanspruchungen.

Auf sandgestrahltem und matt feuchtem Untergrund zeigen Spritzbeton und auch Beton in Schalung bei ordentlicher Verdichtung und Nachbehandlung ein günstiges Verhalten bei Rißbildung. Eindeutige Verbesserungen durch Zugabe von Polymerdispersionen oder durch Verwendung eines Trockenbetons ließen sich nicht erkennen.

Die Anordnung von Netzbewehrung im Ergänzungsbeton und eine ordnungsgemäße Nachbehandlung bieten größere Gewähr für die Entstehung feiner Risse bei Beanspruchungen oberhalb der Zugfestigkeit des Ergänzungsmaterials. Haftbrücken der hier gewählten Art bergen dagegen bei großflächigem Auftrag offenbar nicht unerhebliche Risiken; ihre Notwendigkeit läßt sich aus den vorstehend beschriebenen Untersuchungen nicht ableiten.

### Offene Fragen:

Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit nachträglicher Ergänzungsschichten auf Betonbauteilen, die der Witterung ausgesetzt sind, kann sich aus der Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung eine Inanspruchnahme der Verbundkräfte zwischen Alt- und Neubeton ergeben. Zyklische Frost-Tauwechsel-Versuche an Großbauteilen scheiden unter den gegebenen Versuchsbedingungen aus; eine Übertragung dieser Untersuchungen auf vergleichsweise kleine Proben ist jedoch möglich. Bei weiteren Untersuchungen sollte diese Frage verfolgt werden, wobei insbesondere der Einfluß einer Haftbrücke zu erfassen wäre.

Das Aufbringen von Ergänzungsschichten auf Brücken oder vergleichbare Bauwerke sollte zur Vermeidung von Verkehrsbehinderungen möglichst bei uneingeschränkter Nutzung des Oberbaues möglich sein. Die bisher vorliegenden Untersuchungen zur Frage der Störung des Erhärtungsvorgangs von Beton unter der Einwirkung von Schwingungsbeanspruchungen zeigen, daß geringe Beanspruchungen dieser Art bei Ergänzungsschichten auf Brückenplatten offenbar eher zu einer Verbesserung der Betonfestigkeit - gewissermaßen im Sinne einer Nachverdichtung - führen; dies gilt natürlich nicht für Erschütterungen innerhalb der Erhärtungsphase. Besonderes Interesse besteht hier an der Klärung des Einflusses mäßiger dynamischer Beanspruchungen auf den Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton.

Im Zusammenhang mit der Untersuchung ermüdender Beanspruchungen sollte auch der Frage nachgegangen werden, welche Haftfestigkeit der Ergänzungsbeton nach einer Ermüdungsbeanspruchung des ergänzten Bauteils unter Gebrauchslasten noch besitzt. Die Versuchsbalken der vorliegenden Versuche wurden nach Durchführung der Ermüdungsbeanspruchung bis zum Bruch weiter belastet; eine Prüfung des Haftverbundes nach Abschluß der Ermüdungsbeanspruchung mußte daher entfallen. Bei weiteren Versuchen ähnlicher Art sollte u. U. auf Bruchversuche verzichtet werden zu Gunsten einer Haftfestigkeitsprüfung nach der Ermüdungsbeanspruchung.

In der vorliegenden Versuchsreihe wurde nur die nachträgliche Ergänzung der Seitenflächen von Balken studiert. In der Praxis ergibt sich jedoch häufig auch der Wunsch nach einer nachträglichen Ver-

stärkung oder Ergänzung einer waagerechten Oberseite, etwa bei Brücken-Fahrbahnplatten. Im Hinblick auf die Einwirkung der Atmosphäre zusammen mit Tausalz-Beanspruchungen sollte diese Frage einer gesonderten Untersuchung unterzogen werden; bisherige Untersuchungen haben gezeigt, daß optimale Haftverbundeigenschaften erzielt werden, wenn ein Zement-Feinmörtel in die vorgehäßte Altbetonfläche eingebürstet wird und unter Verwendung des gleichen Bindemittels unmittelbar anschließend die Ergänzungsschicht aufgetragen wird. Der Vorgang des Einbürstens ist aber dann nahezu undurchführbar, wenn die zu ergänzende Oberfläche in ihrer Zugänglichkeit durch herausragende Bewehrungen gestört ist. Es fehlen Untersuchungen der Haftfestigkeit zwischen Alt- und Neubeton unter Verwendung von Haftbrücken, die z. B. aufgesprüht werden und üblicherweise aus Kunstharzen bestehen. Selbstverständlich wären bei dieser Teilfrage u. a. auch die Auswirkungen einer Frost-Tau-Beanspruchung zu erfassen.

Die nachträgliche Verstärkung waagerechter Unterseiten - etwa von Plattenbrücken - dürfte unter Baustellenbedingungen nur mit Spritzbeton möglich sein. Hier allerdings könnten Schwingungsbeanspruchungen des Bauwerkes aus Verkehr während der Erhärtungsphase zu einer Verminderung des Haftverbundes führen. Entsprechende Untersuchungen ausreichenden Umfangs fehlen.

Es erscheint wünschenswert, die in letzter Zeit seitens der Industrie entwickelten maschinellen Auftragungsmethoden des Ergänzungsmörtels einer Untersuchung zu unterziehen. So verfügen beispielsweise Putzerfirmen über motor-betriebene Handgeräte, mit deren Hilfe der Putzauftrag in einer Form möglich ist, die an Spritzbetontechnologie erinnert. Diese Geräte haben den Vorteil, sehr handlich zu sein, keinen großen Aufwand bei ihrem Einsatz zu fordern, so daß auch die Behandlung vergleichsweise kleiner Flächen in wirtschaftlicher Weise möglich ist. Zu untersuchen wäre, ob bei diesen Verfahren eine Haftbrücke entbehrlich ist. Es sollte geprüft werden, ob Verfahren dieser Art bei der Behandlung lotrechter Flächen auch im Rahmen der hier vorliegenden Fragestellung Vorteile bringen.

Schließlich ist darauf zu verweisen, daß aus Gründen der Einsparung in der vorliegenden Versuchsreihe der Einfluß einer fehlenden Nachbehandlung auf die Haftfestigkeit von Spritzbetonschichten nicht untersucht werden konnte. Bekannt ist, daß die Güte einer Spritzbetonverstärkung erheblich von einer sorgfältig und über längere Zeit durchgeführten Nachbehandlung abhängt. Zu bedenken ist aber, daß die Einhaltung dieser Forderung durch örtliche oder räumliche Gegebenheiten gelegentlich erheblich behindert wird. Es fehlen Informationen darüber, welche Auswirkungen hieraus resultieren können.

#### 10 Literaturverzeichnis

- / 1/ DIN 1048 Teil 1: Prüfverfahren für Beton; Frischbeton, Festbeton gesondert hergestellter Probekörper. Dezember 1978
- / 2/ DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Dezember 1978
- / 3/ DIN 4227 Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung. Dezember 1978
- / 4/ Rüschi, H.; Cassens, E.: Untersuchung des Zusammenwirkens von Porenbeton und Schwerbeton bei bewehrten Schwerbetonbalken mit seitlich angeordneten Porenbetonschalen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 133
- / 5/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Weber, A.: Behavior of HTR-Concrete at elevated temperatures, State of the Art. Vortrag beim Specialists' Meeting der International Atomic Energy Agency's. Lausanne 1984
- / 6/ Schneider U.; Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. TU Braunschweig, Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1981 - 1983, Teil II
- / 7/ Erdélyi, A.: Spannungsverluste, Relaxation und Erschlaffung infolge Dampfbehandlung des Betons. Betonwerk + Fertigteiltechnik 1978, Heft 5

- / 8/ Deutscher Beton-Verein: Merkblatt Instandsetzen von Betonbauteilen, 1982
  
- / 9/ Schwiete, H. E.; Ludwig, U.; Schroth, G.: Der Einfluß von Kunststoffdispersionen auf die Eigenschaften von Zementmörteln. Betonstein Zeitung 36, 1969, Heft 1
  
- /10/ Gierloff, M.: Beeinflussung von Betoneigenschaften durch Zusatz von Kunststoffdispersionen. Bundesanstalt für Materialprüfung, Forschungsbericht Nr. 104. Wirtschaftsverlag Bremerhaven, 1984
  
- /11/ Über die Eigenschaften von Kunststoffen und deren Verarbeitung im Betonbau. Der Bauingenieur 1965, Heft 8
  
- /12/ Schultz, G: Kunststoffdispersionen in mineralisch gebundenen Mörteln. VDI-Berichte 384, 1980
  
- /13/ DIN 18 551: Spritzbeton, Herstellung und Prüfung. Fassung Juli 1979
  
- /14/ Richtlinien für die Ausbesserung und Verstärkung von Betonbauteilen mit Spritzbeton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 1983
  
- /15/ Blümel, O. W.; Lutsch, H.: Spritzbeton. Springer Verlag; Wien, New York, 1981
  
- /16/ Ruffert G.: Spritzbeton, Erfahrungen mit der DIN 18 551. Beton, 1978, Heft 4
  
- /17/ Wolfram, A.: Die Festigkeit der Arbeitsfuge im Beton - ein Beitrag mit Hilfe theoretischer und experimenteller Untersuchungen. Dissertation TU München, 1958